

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ
УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ «НАЦИОНАЛЬНЫЙ
ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ
СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

На правах рукописи



Знаменская Екатерина Антоновна

**ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО
СОСТОЯНИЯ ГРУНТОВОГО МАССИВА ПРИ ЩИТОВОЙ ПРОХОДКЕ
ТОННЕЛЯ МЕТРОПОЛИТЕНА И ЕГО ВЛИЯНИЯ НА РАБОТУ
ОДИНОЧНОЙ СВАИ**

2.1.2. Основания и фундаменты, подземные сооружения

Диссертация
на соискание учёной степени
кандидата технических наук

Научный руководитель:
доктор технических наук, профессор
Зерцалов Михаил Григорьевич

Москва – 2024

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение.....	4
Глава 1 Краткий обзор результатов исследований влияние проходки подземных тоннелей на деформации грунтового массива и фундаменты существующей застройки.....	12
1.1 Деформации массива грунта при проходке тоннеля механизированным щитом.....	13
1.2 Влияние работы ТПМК на осадки земной поверхности.....	22
1.3 Влияния проходки тоннелей на работу свай.....	29
1.3.1 Результаты полевых исследований.....	30
1.3.2 Результаты лабораторные исследований.....	36
1.3.3 Численное моделирование.....	39
Выводы по Главе 1.....	45
Глава 2 Исследование деформирования массива грунта в зоне щитовой проходки тоннеля.....	48
2.1 Метод проведения исследований.....	48
2.1.1 Метод конечных элементов.....	49
2.1.2 Метод планирования эксперимента.....	50
2.2 Моделирование щитовой проходки тоннеля и её влияния на деформации грунтового массива.....	53
2.2.1 Определение сечения за щитом, в котором развиваются максимальные осадки грунтового массива.....	55
2.2.2 Исследование деформирования земной поверхности в сечении максимальных осадок.....	62
2.3 Математико-статистический анализ результатов численных исследований. Уравнение регрессии.....	68

2.4 Сопоставление мульд оседания дневной поверхности, построенных с помощью полученных уравнений регрессии и по результатам численного моделирования.....	71
Выводы по Главе 2	78
Глава 3 Исследование влияния щитовой проходки тоннеля на работу одиночной сваи.....	80
3.1 Численные исследования влияния щитовой проходки тоннеля на работу одиночной сваи.....	80
3.1.1 Материалы и методы	80
3.1.2 Результаты проведенных исследований.....	83
3.2 Математико-статистический анализ результатов численного моделирования. Уравнения регрессии.....	91
3.2.2 Максимальное осевое усилие в свае $Q_{z,max}$	100
3.2.3 Осадка сваи со свободной головой	106
Выводы по Главе 3	107
Заключение	111
Список литературы	115

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы исследования. Характерной чертой развития транспортной инфраструктуры многих крупных городов является постоянное расширение строительства новых станций и линий метрополитена. Так, за последнее десятилетие в Москве было проложено 69 км перегонных тоннелей и возведено 87 новых станций метро, а линии метрополитена пересекли границы мегаполиса, предоставив удобную и надежную транспортную связь со столицей жителям многих населенных пунктов пригорода Москвы и Московской области.

При строительстве новых линий метрополитена, которое в настоящее время ведется, как правило, щитовым методом с использованием тоннелепроходческих механизированных комплексов (ТПМК), специалистам приходится решать не только вопросы эксплуатационной надежности и безопасности возведенных сооружений, но и вопросы обеспечения сохранности существующей городской застройки. Механизированная щитовая проходка, как и любое строительство подземных объектов, приводит к деформациям прилегающих к тоннелю областей вмещающего массива грунта и осадкам земной поверхности, что оказывает существенное влияние на работу фундаментов зданий и сооружений окружающей городской застройки. Наиболее сложное воздействие смещающиеся при проходке тоннеля массы грунта оказывают на свайные фундаменты, не только догружая их силами отрицательного трения, но и передавая на них боковое давление смещающихся масс, что приводит к изгибу свай и способно вызвать их излом. Указанные процессы в настоящее время изучены недостаточно и в отечественных нормативных документах не отражены, а в этом, учитывая интенсивность развития строительства линий метрополитена в Москве и в других городах России, создалась насущная необходимость. Успешное решение этих вопросов будет способствовать повышению экономических показателей принимаемых проектных решений и эксплуатационной надежности возведенных сооружений при обеспечении сохранности наземных городских объектов.

На основании изложенного тема диссертационной работы, посвященная изучению влияния щитовой проходки тоннелей метрополитена на деформации грунтового массива и НДС расположенных в ней свай, представляется актуальной.

Степень разработанности темы исследования. Вопросу изучения различных аспектов формирования напряженно-деформированного состояния грунтовых масс при щитовой прокладке тоннелей и ее влияния на фундаменты зданий и сооружений существующей застройки посвящены работы многих отечественных и зарубежных ученых и специалистов (Готман Н.Г., Шарафутдинов Р.Ф., Тер-Мартirosян З.Г., Тер-Мартirosян А.З., Разводовский Д.Е., Пушилин А.Н., Шейнин В.И., Петрухин В.П., Исаев О.Н., Конюхов Д. С., Знаменский В. В., Далматов Б. И., Зерцалов М. Г., Меркин В. Е., Петрова Е. Н., Карасёв М.А., Протосеня А.Г., Беляков Н.А., Строкова Л.А., Loganathan N. , Peck R.V. , Ran Xia, O'Reilly M. P. , New B. M., Jacobsz S. W., Cheng C. Y., Addenbrooke T. I., Potts D. M., Puzrin A. M., Burd H. J., Dasari G. R., Leung C. F., Chow Y. K.). В большинстве из них рассмотрены процессы формирования мульды оседания на подрабатываемых территориях и осадки фундаментов мелкого заложения, расположенных над выработками зданий и сооружений.

В современной практике проектирования размер мульды оседания, ограничивающей воронку осадок дневной поверхности, определяется с использованием эмпирических зависимостей, полученных на основе натурных наблюдений или аналитических или численных решений для условий плоской задачи. Указанные методы позволяют строить мульды осадок только в сечениях, совпадающих с плоскостью забоя тоннеля (плоскостью щита), при этом результаты, вычисляемые по эмпирическим зависимостям, учитывая, что они получены в различных инженерно-геологических условиях, имеют большой разброс. Существующие аналитические решения также получены для условий плоской задачи с принятием, как правило, ряда упрощающих допущений, что существенно влияет на точность прогноза [13]. Так поверочные расчёты, выполненные с использованием численного моделирования, показали, что результаты, полученные для условий плоской и объёмной задач, могут отличаться

в 1,5–2,0 раза [13]. Очевидно, что этот вопрос требует проведения дополнительных исследований.

Следует также отметить, что мульда осадок позволяет с той или иной степенью точности оценить влияние щитовой проходки на крены и перемещения фундаментов мелкого заложения, но ее недостаточно для оценки последствий проходки на работу свай, подверженных воздействию смещающегося при движении проходческого щита грунта. На рисунке 1 показано, что смещение части грунтового массива в направлении тоннеля приводит к деформациям свай и появлению в них дополнительных внутренних усилий. Указанный процесс, как отмечено выше, в настоящее время изучен недостаточно. Кроме того, как это следует из обзора литературы, в подавляющем большинстве исследований рассматривались сваи со свободной головой, а влияние сопряжения сваи с ростверком (свободная голова, шарнирное соединение, заделка сваи в жесткий недеформируемый ростверк) на НДС сваи, полностью или частично помещенной в призму оседания грунта над тоннелем, практически не изучалось.

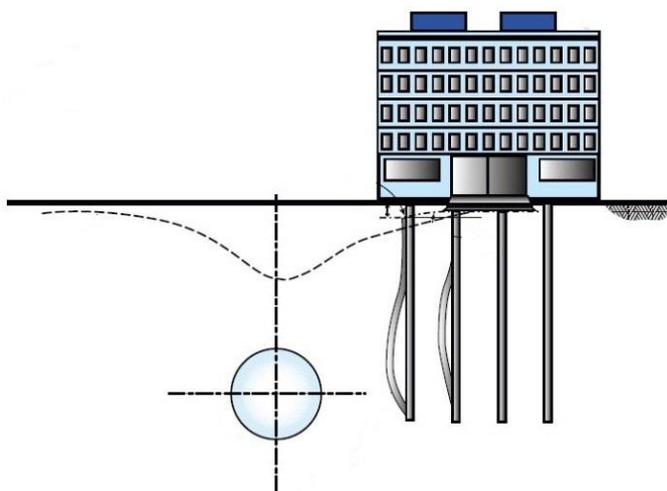


Рисунок 1 – Влияние щитовой проходки тоннеля
на работу свай

Изложенное определяет необходимость проведения дальнейших, более углубленных исследований влияния механизированной щитовой проходки тоннеля

на фундаменты окружающей застройки [13], особенно на свайные фундаменты, что является важной и актуальной задачей.

На основании изложенного сформулирована цель диссертационной работы и определены задачи, решение которых необходимо для ее достижения.

Цель диссертационной работы - исследования влияния щитовой проходки тоннеля на деформации грунтового массива и работу свай фундаментов существующей застройки.

Задачи исследования:

- построение трехмерной численной модели для изучения влияния щитовой проходки тоннеля на деформации грунтового массива в основании фундаментов существующей городской застройки;

- разработка методики построения мульды осадок земной поверхности и определения деформаций грунтового массива при движении механизированного щита;

- численное моделирование взаимодействия одиночной сваи с оседающим при щитовой проходке тоннеля грунтом;

- математико-статистический анализ результатов численного моделирования, получение уравнений регрессии для определения максимальных осевых усилий, максимальных изгибающих моментов и осадок одиночных свай, полностью или частично расположенных в призме оседания грунта;

- исследование влияния сопряжения головы сваи с ростверком (шарнирное соединение, жесткая заделка) на напряженно-деформированное состояние сваи, и разработка методики его учета при определении внутренних усилий и перемещений сваи, обусловленных оседанием грунта при щитовой проходке тоннеля.

Объект исследований – Одиночная свая во взаимодействии с оседающим при щитовой проходке подземного тоннеля грунтовым массивом.

Предмет исследований – осадки земной поверхности и поле смещений точек грунтового массива в призме его оседания при щитовой проходке тоннеля, а

также внутренние усилия и осадка помещенной в него одиночной сваи со свободной или зафиксированной головой.

Научная новизна работы заключается в следующем:

- получены новые данные о механизме формирования мульды оседания земной поверхности грунта и деформациях грунтового массива в пределах призмы его оседания, вызванного щитовой проходкой тоннеля;

- установлены закономерности влияния смещений грунта в призме его оседания при щитовой проходке тоннеля на НДС одиночной сваи в зависимости от расположения ее нижнего конца относительно горизонтальной оси тоннеля (выше, на одном уровне, ниже) и расстояния по горизонтали от сваи до вертикальной оси тоннеля[13];

- получены новые данные о влиянии условий сопряжения головы сваи с ростверком (свободная голова, шарнирное соединение с ростверком, жесткая заделка в ростверк) на НДС сваи, полностью или частично расположенной в призме оседания грунта, вызванного щитовой проходкой тоннеля.

Теоретическая значимость работы состоит:

- в разработке методики расчёта и построения мульды осадок земной поверхности в поперечном к оси тоннеля направлении и определения перемещений точек грунтового массива в призме оседания грунта, вызванного проходкой тоннеля щитовым комплексом;

- в получении уравнений регрессии для определения максимальных осевых усилий и максимальных изгибающих моментов в сечениях одиночных свай, полностью или частично расположенных в призме оседания грунта над тоннелем;

- в разработке методики учета сопряжения головы сваи с ростверком при определении максимального изгибающего момента, вызванного оседанием грунта при щитовой проходке тоннеля;

- в получении уравнения для определения осадки сваи, вызванной отрицательным трением при оседании грунта, создаваемой отрицательными силами трения на боковых поверхностях свай, вызванных оседанием окружающего грунта.

Практическая значимость работы заключается:

- в установлении расстояния до щита, при котором осадки земной поверхности возрастают в точке схода его оболочки со смонтированного кольца обделки и принимают максимальное значение;

- в возможности использования результатов выполненных исследований и разработанных на их основе методик при определении размеров зоны влияния щитовой проходки тоннеля на фундаменты окружающей городской застройки [15], что позволяет назначить тип и оптимизировать объем защитных мероприятий, необходимых для ее сохранения в нормальном эксплуатационном состоянии;

- в возможности определения внутренних усилий в сваях, частично или полностью расположенных в призме оседающего грунта, с целью проверки их работоспособности при щитовой проходке тоннеля;

- в возможности использования результатов проведенных исследований и разработанных методик расчета для актуализации нормативных документов в области геотехнического строительства.

Методология и методы исследования. Методологической основой проведенных исследований являлись труды отечественных и зарубежных ученых, проектировщиков и строителей в области геотехники. В диссертационной работе применялись следующие методы:

- анализ литературных источников по теме диссертационной работы;
- численное моделирование щитовой проходки тоннеля на напряженно деформированное состояние грунтового массива и ее влияния на работу свай с применением современных сертифицированных программных комплексов;

- использование современных программных комплексов Z Soil, Abacus и методов математико-статистического анализа SPSS и MATLAB для вычисления и обработки результатов проведенных исследований.

Достоверность результатов проведенных в диссертационной работе исследований обеспечивается применением основных гипотез и моделей поведения материалов, применяемых в механике грунтов, использованием

классических решений теории упругости и теории пластичности, современных программных комплексов и методик обработки экспериментальных данных.

Положения, выносимые на защиту:

- методика и результаты численного моделирования влияния щитовой проходки тоннеля метрополитена на напряженно-деформированное состояние грунтового массива и взаимодействия оседающей грунтовой толщи с одиночной фундаментной сваей [11, 13];

- методика построения мульды оседания земной поверхности и определения перемещений точек грунтового массива в призме оседания грунта в окрестностях тоннеля при его щитовой проходке, разработанная на основе численного моделирования в трёхмерной постановке и обработки полученных результатов с использованием регрессионного факторного анализа;

- методика и результаты численного исследования влияния щитовой проходки тоннеля на напряженно-деформированное состояние одиночной сваи, полностью или частично расположенной в призме оседания грунта над тоннелем;

- методики определения максимальных осевых усилий и максимальных изгибающих моментов, индуцированных в свае со свободной или фиксированной головой оседающим при щитовой проходке тоннеля грунтом;

- методика определения осадки одиночной сваи со свободной головой, вызванной отрицательным трением на ее боковой поверхности на участках оседания окружающего грунта.

Личный вклад автора диссертации заключается:

- в выполнении анализа литературных источников по различным аспектам рассматриваемой в диссертационной работе тематики, что позволило обосновать ее актуальность и определить цель и задачи проведения исследований;

- в разработке методики и выполнении численного моделирования закономерностей влияния щитовой проходки тоннеля метрополитена на напряженно-деформированное состояние грунтового массива и расположенной в нём одиночной сваи [11, 13];

- в выполнении математико-статистического анализа результатов проведенных исследований;
- в разработке методики построения мульты оседания дневной поверхности в поперечном к оси тоннеля направлении и определения смещений точек грунтового массива в, формирующейся в окрестностях тоннеля, призме его оседания;
- в разработке модели мультилинейной регрессии и получения на ее основе факторных зависимостей, позволяющих рассчитать максимальные осевые усилия, максимальные изгибающие моменты и осадки свай в зависимости от рассмотренных в проведенных исследованиях факторов;
- в подготовке материалов для публикации результатов выполненных исследований в научных изданиях.

Публикации. По теме диссертации опубликовано 7 научных статей, 5 из которых опубликована в журнале, индексируемом в базе данных ВАК.

В диссертации использованы результаты научных работ, выполненных автором – соискателем ученой степени кандидата технических наук – лично и в соавторстве.

Структура и объем диссертации. Диссертация состоит из введения, 3 глав, заключения и списка литературы. Общий объем диссертации составляет 122 страниц, 71 рисунок и 26 таблиц.

Диссертационная работа выполнена на кафедре «Механика грунтов и геотехника» НИУ МГСУ. Автор выражает глубокую признательность за научное руководство д.т.н., профессора Зерцалова Михаила Григорьевича, а также благодарит за доброжелательное отношение и предоставленную методическую помощь сотрудников кафедры «Механика грунтов и геотехника» НИУ МГСУ.

ГЛАВА 1 КРАТКИЙ ОБЗОР РЕЗУЛЬТАТОВ ИССЛЕДОВАНИЙ ВЛИЯНИЕ ПРОХОДКИ ПОДЗЕМНЫХ ТОННЕЛЕЙ НА ДЕФОРМАЦИИ ГРУНТОВОГО МАССИВА И ФУНДАМЕНТЫ СУЩЕСТВУЮЩЕЙ ЗАСТРОЙКИ

Как указывалось во введении к настоящей диссертационной работе, одной из основных задач, решаемых при строительстве тоннелей метрополитена в условиях плотной городской застройки, является оценка влияния работы тоннелепроходческих механизированных комплексов (ТПМК) на фундаменты окружающей застройки с целью определения типа и объемов необходимых защитных мероприятий, обеспечивающих ее сохранность и нормативное эксплуатационное состояние, а в ряде случаев и для корректировки проекта проходческих работ.

Деформации грунтового массива, вызываемые щитовой проходкой, приводят к дополнительным осадкам существующей застройки, при этом дополнительные осадки зданий на фундаментах мелкого заложения определяются, в основном осадками точек земной поверхности, образующими воронку (мульду) оседания, а на дополнительные осадки свайных фундаментов и их напряженно-деформированное состояние основное влияние оказывают смещения грунта вдоль боковой поверхности свай в направлении тоннеля (рисунок 1.1).

Изучение влияния проходки тоннелей на работу фундаментов существующей застройки проводилось многими отечественными и зарубежными учеными и велось по двум направлениям: исследования процесса формирования поля деформаций в грунтовом массиве при движении щита с акцентом на определение вертикальных деформаций земной поверхности, образующих мульду оседания и определяющих, в основном, дополнительную осадку фундаментов мелкого заложения, и исследования реакции свай на смещения грунтовой массы в зоне ее оседания.

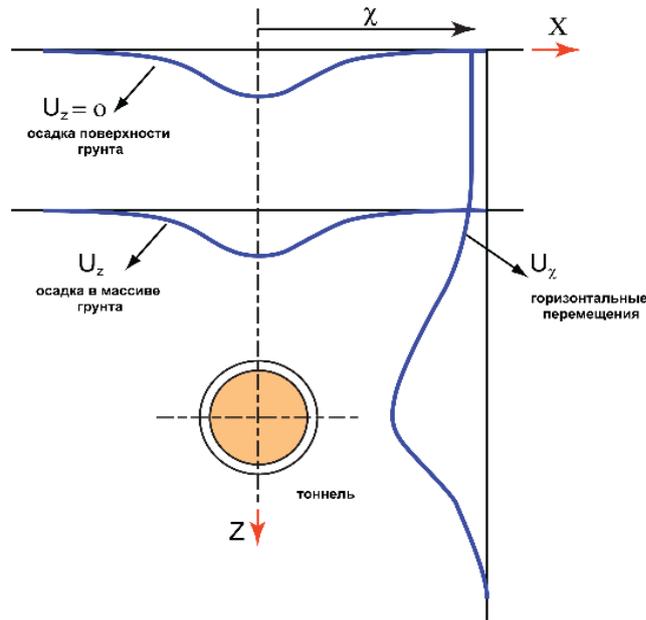


Рисунок 1.1 - Деформации грунтового массива, вызываемые щитовой проходкой (Logonathan N, 2011)

Изучение влияния проходки тоннелей на работу фундаментов существующей застройки проводилось многими отечественными и зарубежными учеными и велось по двум направлениям: исследования процесса формирования поля деформаций в грунтовом массиве при движении щита с акцентом на определение вертикальных деформаций земной поверхности, образующих мульд оседания и определяющих, в основном, дополнительную осадку фундаментов мелкого заложения, и исследования реакции свай на смещения грунтовой массы в зоне ее оседания.

Ниже выполнен краткий обзор результатов исследований, проведенных по этим двум направлениям.

1.1 Деформации массива грунта при проходке тоннеля механизированным щитом

Поскольку объём грунта, смещающегося в сторону выработки и определяющего дополнительные осадки и перемещения наземных и подземных

сооружений заранее неизвестен, для разработки метода определения этого объёма очень важно понимать механизм его формирования. В отечественной практике значение указанного объёма диктуется величиной перебора грунта, т.е. зазора между контуром выработки и определяемым диаметром щита, с учётом высоты его резцов и наружным диаметром кольца обделки. Величина перебора грунта назначается для уменьшения трения между грунтовым массивом и корпусом щита, исходя из его конструкции, вида и характеристик грунта, а также опыта проектировщика, основанного обычно на результатах натуральных наблюдений и численного моделирования [29; 19; 33]. Вместе с тем, результаты натуральных наблюдений и численного моделирования в трёхмерной постановке свидетельствуют о том, что формирование указанного объёма гораздо сложнее и определяется не только перебором грунта. Согласно результатам исследований [58] он формируется благодаря трём различным процессам. Прежде всего это объём грунта, разработанный в процессе проходки и поступающий в призабойную камеру - V_3 . Часть этого объёма используется обычно для создания грунтового пригруза-давления, прикладываемого к забою со стороны щита и обеспечивающего его нормальную работу. Оставшийся объём разработанного грунта удаляется из тоннеля. Кроме того, как уже отмечалось, при проходке диаметр рабочего органа щита увеличивают по сравнению с наружным диаметром его корпуса. В результате указанного превышения образуется пространство (зазор) между корпусом щита и грунтовым массивом. Учитывая это, к объёму V_3 добавляется объём грунта $V_{щ}$, заполняющий образовавшийся зазор. Одновременно, в хвостовой части щита, после его схода со смонтированного кольца обделки, происходит заполнение заобделочного пространства тампонажным раствором. Заобделочное пространство, как правило, никогда не заполняется полностью тампонажным раствором. К тому же, в процессе твердения раствора имеет место его усадка. Грунт, заполняющий образовавшиеся пустоты имеет объём V_x . Таким образом, суммарный объём грунта, сдвигающегося в направлении тоннеля и определяющего деформирование земной поверхности (обозначим его как V_L), находится простым

суммированием указанных выше составляющих: $V_L = V_3 + V_{щ} + V_x$. В зарубежной практике он называется «потерянным» объёмом (рисунок 1.2) [15].

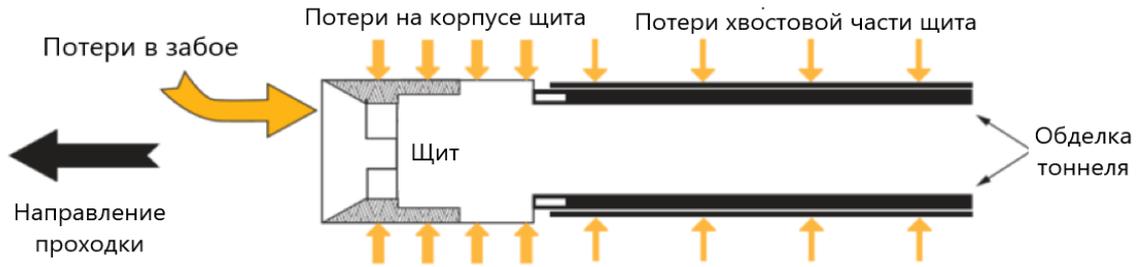


Рисунок 1.2 - Потери грунта при движении щита
(Logonathan N, 2011)

Поскольку, исходя из материального баланса «потерянного объёма» V_L и объёма воронки мульды оседания земной поверхности V_s , должно выполняться равенство $V_L = V_s$, очень важно в процессе проходки тоннеля минимизировать величину V_L [15].

Необходимо отметить, что использование, разработанных в последнее время безцементных тампонажных составов позволяет добиться полного заполнения заобделочного пространства. В этом случае, потерю объёма грунта V_x в хвостовой части щита исключают из рассмотрения [15].

Изучению процесса формирования объёма «потерянного грунта» посвящён ряд исследований. В качестве примера можно привести работу [56], в которой при определении объёма «потерянного грунта» V_L в условиях плоской задачи предложена формула для подсчёта величины эквивалентного зазора g , позволяющего определить реальные суммарные перемещения грунта, как в плоскости забоя, так и по длине корпуса щита:

$$g = G_p + U_{3D}^* + \omega \quad (1.1)$$

где G_p – физический зазор в плоскости щита, образующийся в результате разницы между его наружным диаметром и внешним диаметром обделки тоннеля; U_{3D}^* – упруго-пластические деформации грунта, заполняющего призабойную камеру,

которые зависят от величины пригруза, вычисляются в условиях трёхмерной задачи и определяются как $(k/2)\delta_x$, где k – коэффициент сопротивления грунта при его рыхлении резами внешнего контура щита, конструкция которого определяет его величину; δ_x – объём грунта, поступающего в призабойную камеру; ω – зазор в грунтовом массиве вдоль корпуса (оболочки) щита, которому с целью снижения трения и придания большей маневренности щита, придают форму усечённого конуса (диаметр оболочки щита в его хвостовой части щита уменьшается на 30 – 60 мм) [15].

В нашей стране также опубликован ряд работ по рассматриваемой тематике. В них используются различные подходы к определению потерянному объёма грунта при щитовой проходке тоннелей, как расчётным путём, так и на основе натурных наблюдений [29; 19; 33 ;24; 25]. Результаты ряда исследований использовались при проектировании и строительстве Санкт-Петербургского и Московского метрополитенов [26; 32; 33]. Интерес представляет работа [35], в которой рассмотрен метод определения потерянному объёма и приведен сравнительный анализ различных моделей поведения грунта в программном комплексе Plaxis. Рассмотрены достоинства и недостатки указанных моделей и даны рекомендации к их применению [15].

Большой интерес представляет анализ формирования мульды осадок земной поверхности при щитовой проходке и её связь с объёмом «потерянного грунта», изложенный в работе [20].

Как показывает приведённый выше краткий обзор литературы, посвящённой исследованию влияния строительства тоннелей с помощью ТПМК на вмещающий тоннель массив грунта, в настоящее время ни за рубежом, ни в нашей стране нет единых рекомендаций по расчёту величины объёма «потерянного грунта». Учитывая это, в диссертационной работе был использован метод [58], наиболее подробно и аргументировано, по мнению многих специалистов, рассматривающий процесс формирования объёма «потерянного грунта» и предлагающий расчётные формулы для его определения в условиях пространственной задачи. Метод основан

на анализе результатов натуральных испытаний, аналитических решений и численного моделирования.

Первоначально объём «потерянного грунта» V_L в зарубежной практике рассматривался как отношение площади выработки, определяемой радиусом щита с учётом высоты его резцов, к площади определяемой радиусом внешней поверхности обделки тоннеля (в процентах):

$$V_L = \frac{\pi(R+\frac{g}{2})^2 - \pi R^2}{\pi R^2} \times 100\% \quad (1.2)$$

где R – внешний радиус тоннеля; g – величина зазора между верхней точкой контура выработки и верхней точкой наружной поверхности обделки тоннеля. В отечественной практике отсутствуют однозначные рекомендации для расчёта величины g и обычно она определяется величиной перебора грунта, под которым, как указывалось выше, понимается отношение диаметра рабочего органа щита к внешнему диаметру тоннеля и который, как правило, назначается исходя из технических характеристик щита, опыта проектировщиков и существующих аналогов [15].

Величиной g^2 , учитывая её малость, обычно пренебрегают.

Как отмечалось выше, объём потерянного грунта V_L складывается из трёх составляющих $V_з$, $V_{щ}$ и V_x (Рисунок 1.2):

- $V_з$ – потеря в забое тоннеля, равных объёму разработанного грунта, поступающего в тоннель при перемещении щита на одну «заходку», равную толщине смонтированного кольца обделки;

- $V_{щ}$ – потеря на корпусе щита, образующихся за счёт радиальных смещений грунта в зазор между корпусом щита и контуром выработки;

- V_x – потеря на уже смонтированном кольце обделки тоннеля за счёт заполнения грунтом пустот, образовавшихся после нагнетания тампонажного раствора в заобделочное пространство и усадки раствора [15].

Для вычисления значений этих составляющих необходимо знать величины зазоров $g_з$, $g_{щ}$ и g_x , определяющих соответствующие перемещения грунта.

Потеря грунта в забое - V_3 .

Объём грунта V_3 , это объём разработанного грунта, поступающего в призабойную камеру. В [56] предложен метод учёта этого объёма, используя выражение [15]:

$$V_3 = \frac{g_3}{R} \times 100\% \quad (1.3)$$

где g_3 – зазор в плоскости лба забоя, величина которого определяется разницей в размерах диаметра рабочего органа щита (с учётом высоты резцов) и внешним диаметром его корпуса, которая рассчитывается по формуле [15]:

$$g_3 = \frac{k\Omega R p_0}{2E} \quad (1.4)$$

где k – коэффициент, учитывающий силы трения, возникающие при движении щита между его корпусом и окружающим грунтовым массивом. Эти силы вызывают продольные растягивающие напряжения, приводящие к разуплотнению грунта и его интенсивному перемещению [70]. Разработанный грунт, при этом, поступает в призабойную камеру. В работе [56] на основании трёхмерного численного моделирования установлено, что при проходке тоннелей щитовым способом указанный коэффициент обычно принимается равным $k = 0,7$; Ω – безразмерный коэффициент, учитывающий горизонтальное перемещение грунта перед забоем [15]:

$$\Omega = \begin{matrix} 1,12 & \text{при} & N_R < 3 \\ (0,63N_R - 0,77) & \text{при} & 3 < N_R < 5 \\ (1,07N_R - 2,55) & \text{при} & N_R > 5 \end{matrix} \quad (1.5)$$

где N_R определяется выражением - $N_R = \frac{\gamma H - P_i}{C_u}$; R – наружный радиус тоннеля; E – модуль деформации грунта в уровне горизонтальной оси тоннеля; p_0 – внешнее горизонтальное давление на забой, благодаря удалению разработанного грунта, которое рассчитывается по формуле [15]:

$$p_0 = \lambda_a q^H + p_w - p_i \quad (1.6)$$

где $\lambda_a = \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$ – коэффициент активного бокового давления; q^H – вертикальное давление на глубине заложения оси тоннеля; p_w – гидростатическое

давление на той же глубине (если имеется); p_i – давление пригруза, равное горизонтальному природному давлению (см. ниже); c_u – сопротивление сдвигу недренированного грунта; q^H – вертикальное природное давление грунта на отметке центральной горизонтальной оси тоннеля в условиях образования свода обрушения (рисунок 1.3); p^H – горизонтальное природное давление грунта [15].

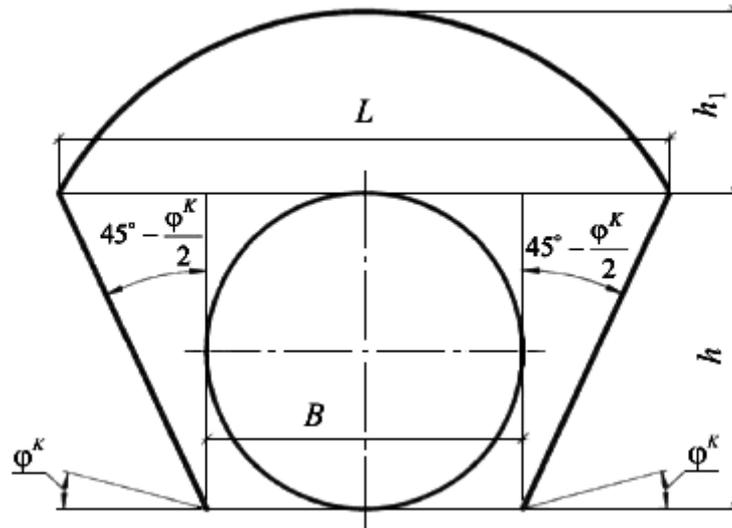


Рисунок 1.3 - Схема для расчета высоты свода обрушения

Величины q^H и p^H определяются по формулам [9]:

$$q^H = \gamma h_1 \quad (1.7)$$

$$p^H = \gamma(h_1 + 0,5h) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) \quad (1.8)$$

где h_1 – высота свода обрушения над верхней точкой кольца обделки (рисунок 1.3); h – высота выработки; γ – удельный вес грунта; φ – угол внутреннего трения грунта вмещающего массива [15].

Высота свода обрушения над тоннелем для необводнённых нескальных грунтов рассчитывается по формуле [15]:

$$h_1 = \frac{L}{2f} \quad (1.9)$$

где L – размер пролёта свода обрушения [15]:

$$L = b + 2h \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2) \quad (1.10)$$

где b – пролёт выработки; f – коэффициент крепости грунта (М. Протодяконов).

Потери грунта вдоль корпуса щита - $V_{щ}$.

Рассматривая потери грунта, следует ещё раз отметить, что тоннелепроходческий механизированный комплекс (ТПМК) состоит из щита, для разработки грунта, на лицевой стороне которого расположены режущие головки, и корпуса ТПМК. На внешней кромке щита смонтированы резцы для создания зазора в грунте, уменьшающего трение, возникающее при движении щита. Кроме того, с той же целью корпусу (оболочке) щита придаётся форма усечённого конуса. Высота резцов t_p варьируется в пределах 5 - 15мм, а конусность (уменьшение внешнего диаметра корпуса щита в его хвостовой части t_k в пределах 30 – 60мм. Высота резцов и конусность щита образуют зазор $g_{щ}$, заполняемый грунтом. Величина зазора равна величине смещения его стенок при их смыкании $U_{щ}$ и подсчитывается по формуле [15]:

$$U_{щ} = R(1 + \nu) \frac{(\gamma H + p_w - p_i)}{E} \quad (1.11)$$

где R – внешний радиус тоннеля; ν – коэффициент Пуассона; γ – объёмный вес грунта; H – глубина заложения тоннеля; E – модуль деформации грунта; p_w – гидростатическое давление; p_i – давление пригруза [15].

Объём «потерянного грунта» на корпусе щита подсчитывается по формуле [15]:

$$V_{щ} = \frac{g_{щ}}{R} \times 100\% \quad (1.12)$$

где $g_{щ} = U_{щ}$

Потери грунта в хвостовой части щита V_x .

Под хвостовой частью щита понимается часть, под защитой которой монтируются сборные кольца обделки тоннеля. Зазор между грунтом и оболочкой щита вдоль его хвостовой части g_x формируется за счёт толщины оболочки щита на этом участке t_x , и зазора, необходимого для монтажа кольца обделки δ (Рисунок 1.4) [15].

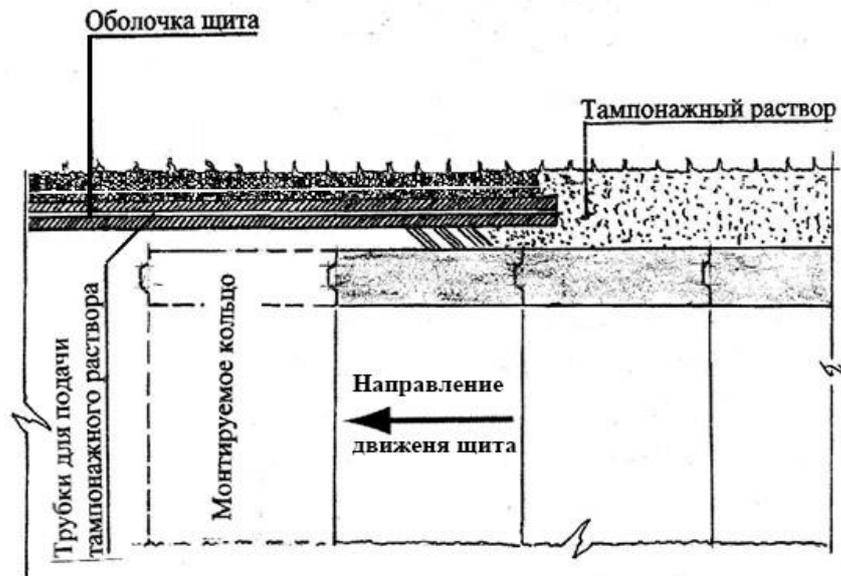


Рисунок 1.4 - Зазор, заполняемый тампонажным раствором, в хвостовой части щита

После окончания монтажа кольца немедленно проводится тампонаж заобделочного пространства, чтобы минимизировать «потерянный» объём на этом участке. На практике, однако, какое-то время, происходит гидратация цемента тампонажного раствора, уменьшающая объём нагнетаемого раствора на 7 – 10%. Учитывая это обстоятельство, а также то, что заобделочное пространство никогда не удаётся полностью заполнить, обычно, принимают допущение, что тампонажный раствор заполняет пространство на – 90%, и только оставшиеся пустоты заполняются грунтом. Суммарный, заполняемый грунтом зазор в хвостовой части щита, подсчитывается по формуле [15]:

$$g_x = 0,1(t_x + \delta), \quad (1.12)$$

где t_x , как указывалось выше, толщина стенки оболочки щита, δ – зазор между оболочкой щита и наружной поверхностью тоннеля, необходимый для монтажа кольца обделки [15].

Тогда объём «потерянного грунта» выражается, как [15]:

$$V_x = \frac{g_x}{R} \times 100\% \quad (1.13)$$

Указанный подход к расчёту объёма «потерянного грунта» V_L позволяет при численном моделировании влияния движения щита на окружающую застройку с большей точностью смоделировать процессы, протекающие в грунтовом массиве при проходке тоннелей с использованием ТПМК [15].

1.2 Влияние работы ТПМК на осадки земной поверхности

Рассмотренные в предыдущем параграфе процессы деформирования, вызываемые щитовой проходкой тоннелей, оказывают существенное влияние на осадки сооружений и зданий окружающей застройки. Степень этого влияния во многом зависит от конструкции фундаментов зданий и сооружений. При этом, осадки фундаментов мелкого заложения обусловлены, как правило, деформациями земной поверхности, вызванными формированием мульды её оседания. В то же время, поведение свайных фундаментов определяется, как деформациями земной поверхности, так и перемещениями массива грунта в пределах призмы его оседания.

Граница призмы оседания грунта принимается прямолинейной, её положение рассчитывается по известной формуле механики грунтов ($\beta = 45^\circ - \varphi/2$). В этой формуле β – угол между границей призмы оседания и вертикальной осью тоннеля (рисунок 1.3). Гораздо сложнее определить кривую осадок земной поверхности.

В работах, посвящённых определению размеров воронки оседания, обычно приводятся эмпирические зависимости, основанные на анализе результатов мониторинга осадок зданий и сооружений окружающей трассу тоннеля городской застройки и результатов физического (центробежного) моделирования. Имеется также ряд расчётных аналитических методов, основанных на закономерностях механики сплошной среды для исследования влияния проходки тоннелей на напряжённо-деформированное состояние вмещающего грунтового массива [69]. В последние десятилетия с развитием эффективных программных комплексов на базе

метода конечных элементов, были предложены аналогичные зависимости, полученные с использованием результатов численного моделирования [14].

Первая эмпирическая формула для определения осадок земной поверхности над строящимся тоннелем была предложена в работе [71]. Основываясь на результатах натуральных наблюдений для построения кривой осадок поверхности грунтового массива (мульды оседания) автор предложил кривую нормального распределения Гаусса [14]:

$$S_z = S_{z \max} \exp\left(\frac{-x^2}{2i^2}\right) \quad (1.14)$$

где S_z – осадка земной поверхности на расстоянии x от вертикальной оси тоннеля; $S_{z \max}$ – максимальная осадка при $x = 0$; i – расстояние до точки перегиба кривой осадок (рисунок 1.1) [14].

Формула (1.1) показывает, что для определения осадок в пределах мульды оседания необходимо знать величину $S_{z \max}$, т.е. осадку точки земной поверхности над шельгой свода тоннеля [14].

Для определения указанной осадки также используется эмпирическая формула, рекомендуемая в [62]:

$$S_{z \max} = \frac{0.31V_L}{i} D^2 \quad (1.15)$$

где D_T – диаметр тоннеля; V_L – объём «потерянного» грунта.

Значение V_L определяется, как указывалось ранее, по эмпирическим зависимостям, основанным на результатах физического и численного моделирования или натуральных наблюдений за осадками земной поверхности при проходке тоннеля.

Для нахождения величины i – расстояния от центральной оси тоннеля до точки перегиба кривой [13] мульды оседания, определяющего её размер, в [69] дана следующая, полученная опытным путём, эмпирическая зависимость:

$$\frac{i}{R} = \left(\frac{z_0}{2R}\right)^n - n = (0,8 - 1,0) \quad (1.16)$$

где z_0 – расстояние от уровня земной поверхности до горизонтальной оси тоннеля.

Сравнение кривых осадок земной поверхности, вызванных щитовой проходкой и построенных с использованием различных эмпирических формул для определения параметра i , приведено в работе [60] (Рисунок 1.5).

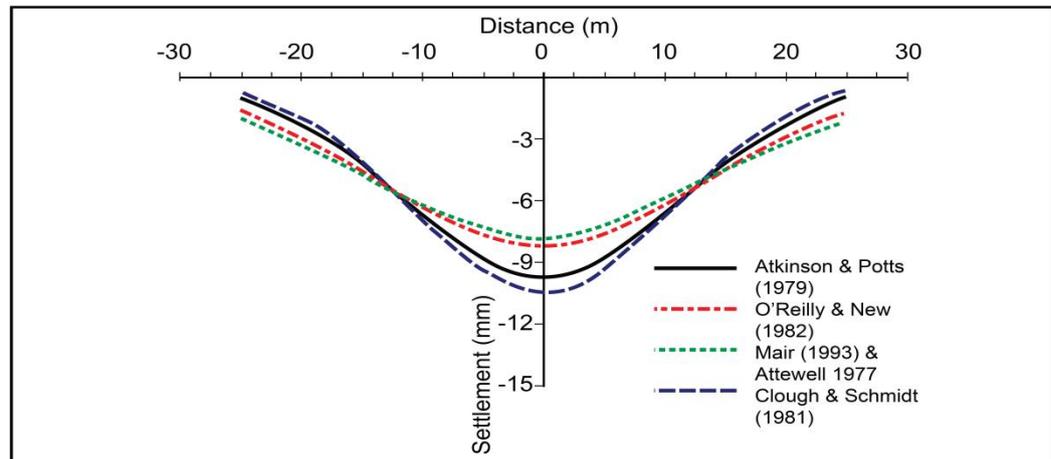


Рисунок 1.5 - Кривых осадок земной поверхности, построенные с использованием различных эмпирических формул (Logonathan N, 2011)

Сравнение показывает, что значения максимальных осадок S_{\max} , полученные по указанным формулам, изменяются в пределах 35 - 40 %. Такое колебание полученных расчётных величин S_{\max} автор объясняет большим разбросом значений исходных данных натуральных наблюдений, использованных при выводе каждой из формул. Несмотря на это, на предварительной стадии проектирования использование различных формул позволяет проанализировать и получить адекватную оценку осадок земной поверхности в зоне сооружения тоннелей.

Представляет интерес, упомянутый выше, способ определения параметра i [70], где было показано, что этот параметр связан с глубиной заложения тоннеля z_0 практически линейной зависимостью:

$$i = Kz_0 \quad (1.17)$$

Для глин (мягкой и твёрдой) значения $K = (0,4 - 0,6)$;

для песков $K = (0,25 - 0,45)$.

В работе [55] это было подтверждено результатами экспериментальных исследований, на основании которых были построены графики зависимости параметра i от глубины заложения тоннеля z_0 для глины и песков (рисунок 1.6).

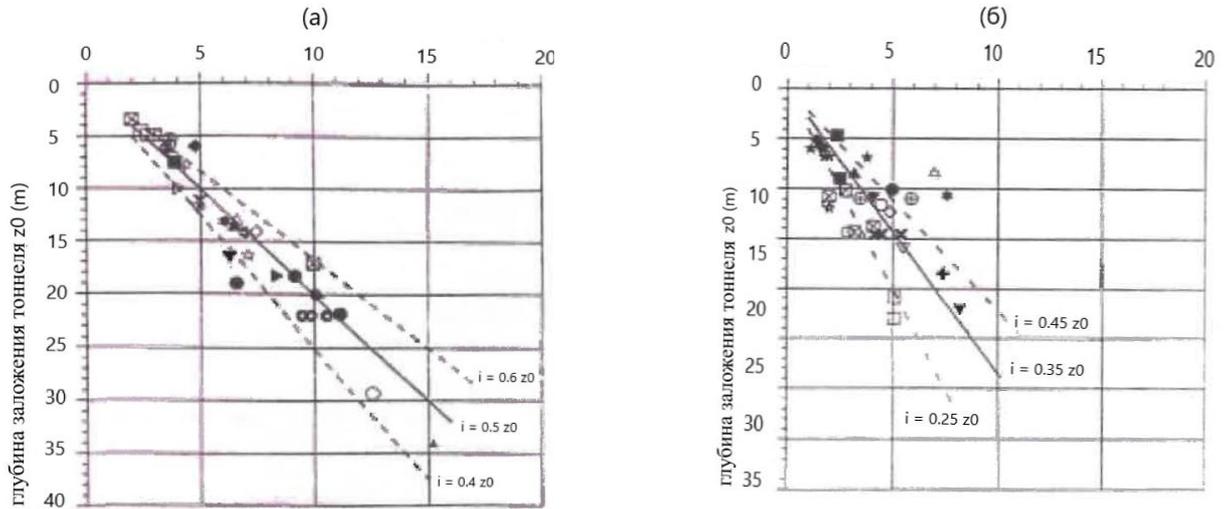


Рисунок 1.6 - Графики для определения расстояние i - от оси тоннеля до точки перегиба кривой осадок поверхности земли. (а) – для глины, (б) – для песка (Lake et al. 1992)

Гораздо более ограниченное число эмпирических зависимостей имеется в настоящее время для построения муьды осадок в массиве грунта над тоннелем ниже уровня земной поверхности. Для этих целей в [62] для расчёта значений вертикальных перемещений S_v на глубине z (над тоннелем) предлагается формула аналогичная формуле (1.1):

$$S_v = S_{z \max} \exp\left(\frac{-x^2}{2i_z^2}\right) \quad (1.18)$$

Отличие, (1.27) от (1.1) заключается в том, что значения параметра i в (1.27) зависят от глубины z , на которой строится кривая эпюры осадок S_v , что учитывается выражением:

$$i = K(z_0 - z) \quad (1.19)$$

где z_0 – глубина заложения тоннеля, определяемая расстоянием от поверхности земли до уровня горизонтальной оси тоннеля; z – глубина заложения точки определения осадки.

В этом случае коэффициент K подсчитывается по формуле:

$$K = \frac{0,175 + 0,325(1 - z/z_0)}{(1 - z/z_0)} \quad (1.20)$$

Альтернативные выражения, связывающие, независимо от типа грунта, значения K с глубиной заложения точки z , приведены в [64].

Зная значение осадки S_v в точке на глубине z , можно определить значение горизонтального перемещения S_x в той же точке, например, по предлагаемой в [68] формуле (1.21):

$$S_x = \frac{x}{z_0} S_v \quad (1.21)$$

Используя формулы (1.27 – 1.30), можно определить значения перемещений грунтового массива и проанализировать их распределение над тоннелем и в прилегающих к нему зонах.

Для определения максимальной осадки земной поверхности над тоннелем может быть использован также подход, предложенный в работе [26]. Как показано выше, объём «потерянного» грунта определяет объём грунта в границах мульды оседания. Исходя из рассмотрения материального баланса этих объёмов и приняв определённые допущения, в работе [26] предложена альтернативная формула для расчёта величины максимальной осадки $S_{z \max}$, полученная с использованием достаточно простых зависимостей механики грунтов [26]:

$$S_{z \max} = \frac{V_s}{i\sqrt{2\pi}} \quad (1.22)$$

где V_s – объём воронки осадок земной поверхности на единицу длины вдоль тоннеля, который определяется из равенства V_s и V_L ; i – расстояние до точки перегиба кривой осадок земной поверхности в поперечном направлении, определяющее ширину мульды оседания [14], подсчитывается по зависимости:

$$i \cong R + H_1 \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.23)$$

где R – внешний радиус тоннеля; H_1 – расстояние от земной поверхности до внешней поверхности обделки тоннеля [14].

Характеризуя в целом значение приведенных выше эмпирических формул при рассмотрении деформирования земной поверхности и перемещений грунта в районе строительства тоннеля, можно констатировать, что несмотря на разброс результатов, получаемых с их помощью, они позволяют с достаточной точностью оценить поле перемещений вмещающего тоннель массива грунта. На основании полученного поля перемещения строятся как мульда оседания земной поверхности, так и эпюры осадок точек грунтового массива в пределах глубины заложения тоннеля. Это, в свою очередь, позволяет сделать обоснованный прогноз формирования дополнительных осадок фундаментов зданий, прилегающей к трассе тоннеля, городской застройки.

В настоящее время имеется также несколько аналитических методов расчёта взаимодействия выработки кругового очертания с вмещающим грунтовым массивом [73; 78; 59]. Во всех перечисленных методах используются закономерности механики сплошного упругого тела с принятием ряда допущений, основанных на результатах натуральных наблюдений. В [73] изложена методика расчёта перемещений вокруг тоннеля, расположенного в бесконечной, невесомой, несжимаемой, упругой среде с учётом объёма «потерянного грунта». Работа [78] является продолжением предыдущего исследования. В ней предлагается более точная методика учёта объёма «потерянного грунта», при размещении тоннеля в сжимаемой упругой среде. Расчётный метод, предложенный в [59], являясь модификацией двух предыдущих, позволяет определить перемещения вокруг тоннеля, принимая во внимание возможное образование призмы оседания, в пределах границ которой отмечается значительное увеличение перемещений.

Все перечисленные решения получены в замкнутой форме, однако, их основной недостаток заключается в том, что все решения реализованы в условиях плоской задачи, что не позволяет исследовать изменение поля перемещений в грунтовом массиве по мере продвижения щита. Кроме того, указанные выше

методы, используя модель упругой среды, не учитывают появления пластических зон, образующихся в окрестностях тоннеля при разработке грунта.

Многие ограничения, характерные для эмпирических и аналитических методов исследования, позволило преодолеть применение в последние десятилетия метода конечных элементов. Например, в работе [72], одной из первых, в которой использовался указанный метод, результаты расчётов показали хорошую сходимость с результатами натурных наблюдений. Хорошую сходимость показало также сравнение значений горизонтальных перемещений точек грунтового массива в окрестностях тоннеля кругового очертания, полученных расчётным и экспериментальным путём [55]. В работе [36] показано, что точность результатов расчёта во многом зависит от выбранной модели поведения грунта. Это подтверждается и работами других авторов. Результаты численного моделирования продемонстрировали также, например [47], что задачу определения размеров мульды оседания следует решать в условиях пространственной задачи, поскольку расчёт в плоской постановке может привести к значительному расхождению результатов. Например, при расчётах тоннелей метро лондонских глинах результаты расчётов в плоской постановке превышали результаты расчётов в условиях пространственной задачи почти в 3 раза [48] (рисунок 1.7).

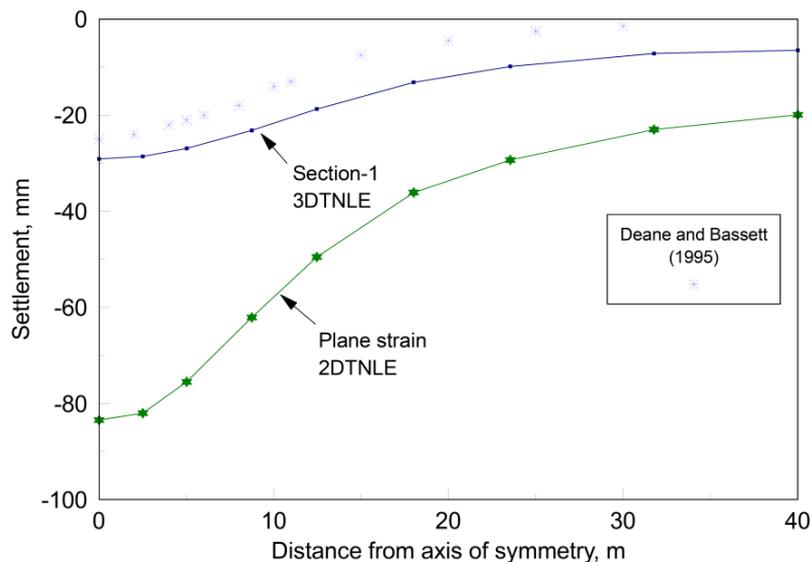


Рисунок 1.7 - Графики осадков, полученные из решений плоской и объемной задач (Dasari et al. 1996)

Использование метода конечных элементов показывает его эффективность при решении самых сложных геотехнических задач. В то же время, необходимо ещё раз подчеркнуть, что точность полученных результатов во многом зависит от используемой в расчётах модели поведения грунта.

В заключение следует отметить, что вызванные движением щита осадки земной поверхности оказывают влияние, главным образом, на работу фундаментов мелкого заложения. В случае свайных фундаментов они влияют также на перемещения ростверков, что безусловно, сказывается на работе головы сваи. Однако основное влияние на работу сваи оказывают смещения грунта вдоль ее боковой поверхности на участке, находящемся в пределах призмы его оседания, что подробно рассматривается в следующем параграфе.

1.3 Влияния проходки тоннелей на работу свай

Влияние щитовой проходки тоннелей на работу свай [11] изучалось и в нашей стране и за рубежом различными методами, включавшими натурные испытания, лабораторные исследования (физическое моделирование) и численное моделирование на базе метода конечных элементов. Наибольший интерес для изучения данного вопроса представляют полномасштабные натурные эксперименты. Однако, число таких экспериментов крайне ограничено из-за сложности организации их проведения, а также трудоёмкости и стоимости подобных работ. Как следствие, опубликованных данных о результатах полевых измерений деформаций и осадок свай, расположенных в зоне щитовой проходки тоннеля, очень мало. Недостаток информации препятствует установлению обобщающих закономерностей взаимодействия свай с оседающим при проходке тоннелей грунтом.

Учитывая это, в качестве основного метода исследования поведения свай в зоне проходки тоннеля стали использовать лабораторные методы исследований в центрифугах. Позже, с появлением метода конечных элементов для изучения

влияния щитовой проходки на работу свай практически во всех странах начали использовать численное моделирование.

Лабораторные испытания, в отличие от полевых, позволили в гораздо большем объеме и более подробно исследовать основные факторы влияния щитовой проходки тоннелей на работу свай, полностью или частично расположенных в призме оседающего грунта. Результаты физического моделирования подтвердили и дополнили результаты полевых экспериментов, но все же не дали возможность изучить в полной мере влияние на работу свай всех возникающих при щитовой проходке тоннеля факторов, учитывая их количество и диапазон изменения значений. Численное моделирование, влияния механизированной проходки тоннелей на работу свай на базе МКЭ, особенно в трёхмерной постановке, существенно расширило рамки исследований указанной задачи, показав, как на деформирование сваи может повлиять её расположение в границах призмы оседания грунта, формирующейся при проходке тоннеля. Смещение грунта в направлении тоннеля приводит к изгибу сваи и появлению отрицательного трения на её боковой поверхности что, в свою очередь, вызывает дополнительную осадку сваи и появление в её стволе внутренних сил и изгибающих моментов.

1.3.1 Результаты полевых исследований

В работе [57] опубликованы результаты полевых измерений деформаций грунта и свай фундамента семиэтажного здания, расположенного над трассой проходки тоннеля в Лондоне. Сваи прорезали 28-ми метровую толщу лондонской глины. Тоннель был пройден в два этапа: пилотный туннель диаметром 4,5 м с последующим расширением его до максимального диаметра 8,25 м. Ближайшая свая находилась на расстоянии в 1,6 м от края тоннеля. Подвижки грунта и боковые отклонения сваи замерялись инклинометрами. Результаты измерений, приведенные на рисунке 1.8 показали, что эпюра деформаций сваи соответствует эпюре деформаций окружающего грунта. Аналогичная информация о

деформациях свай и смещениях грунта в зоне щитовой проходки тоннеля была получена [60]. Выполненное ими сравнение прогибов свай и бокового смещения грунта также показало их практическое совпадение. Это говорит о том, что свая вела себя как гибкий элемент и деформировалась вместе с грунтом, однако горизонтальное смещение свай намного меньше, чем у грунта, а эпюра прогиба свай более плавная, чем эпюра смещения грунта из-за большой жесткости свай на изгиб.

В работе [77] исследовано поведение свай при проходке тоннеля большого диаметра в Нидерландах. Для проведения полномасштабных испытаний было установлено 36 деревянных и 18 бетонных свай. Изучалась взаимосвязь осадок свай с подвижками грунта при движении щита.

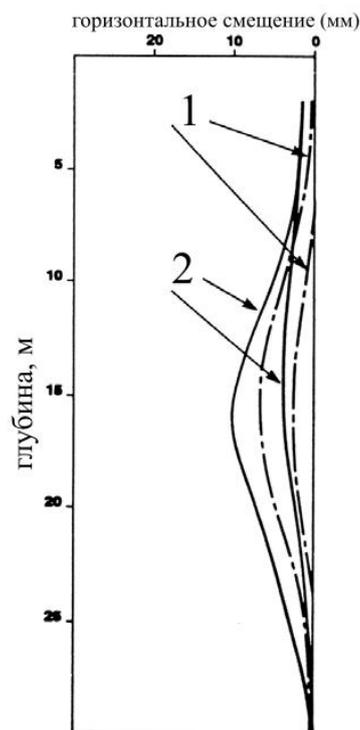


Рисунок 1.8 – Эпюры горизонтальных смещений грунта (2) и прогибов свай (1) (Lee et al., 1994)

В работе [77] исследовано поведение свай при проходке тоннеля большого диаметра в Нидерландах. Для проведения полномасштабных испытаний было

установлено 36 деревянных и 18 бетонных свай. Изучалась взаимосвязь осадок свай с подвижками грунта при движении щита.

Результаты проведенных измерений показали, что сваи, нижние концы которых были расположенные выше тоннеля, имели вертикальные смещения, немногим превышающие измеренную осадку поверхности грунта. Сваи, нижние концы которых были расположены на уровне горизонтальной оси тоннеля и ниже, имели меньшее вертикальное смещение, чем осадка поверхности грунта.

В работе [46] замеряли реакции буронабивных оснащённых измерительной аппаратурой свай диаметром 1200 мм, выполнявших функцию опор автомобильного путепровода, построенного до начала строительства тоннеля. Предвидя деформацию грунта при строительстве, буронабивные сваи были усилены для увеличения их сопротивления изгибающим моментам и прочности на растяжение. Тоннель диаметром 6,4 м проходил на расстоянии 0,855 диаметра тоннеля от свай.

Максимальные изгибающие моменты в свае были зарегистрированы на уровне горизонтальной оси тоннеля.

На рисунке 1.9 (а) показана эпюра осевых усилий в свае, согласно которой осевая нагрузка в ее стволе увеличиваясь от головы сваи достигала своего максимального значения приблизительно на уровне оси тоннеля, а затем постепенно уменьшалась к концу сваи.

На рисунке 1.9 (b) показан профиль сжатия ствола сваи в конце земляных работ, который был получен путем суммирования измеренной осадки головы сваи с упругим укорачиванием ее ствола, рассчитанным исходя из осевого усилия в свае. Очевидно, что осадка сваи в основном определяется осадкой ее нижнего конца.

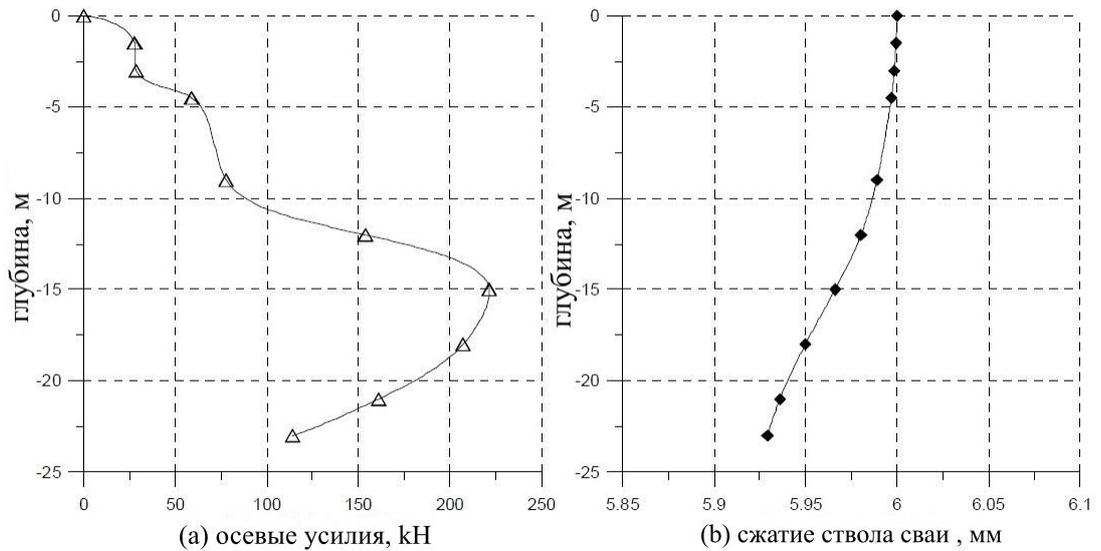


Рисунок 1.9 – Эпюры распределения осевых усилий (а) и сжатия ствола сваи (б) (Coutts и Wang, 2000)

На рисунке 1.10 приведена эпюра вертикальных смещений точек массива грунта, построенная [71] по результатам измерений деформаций массива грунта при проходке тоннеля в свободном поле (массив грунта без свай). Эпюра построена в сечении, расположенном на расстоянии 6 м от тоннеля перед окончанием его проходки. Эпюра показывает, что примерно на глубине 15 м в массиве имеется нейтральная плоскость, где осадки грунта близка по величине осадке сваи. Выше этой плоскости осадка грунта больше, чем у сваи, то есть имеется смещение грунта относительно сваи вниз и, следовательно, грунт догружает сваю отрицательным поверхностным трением по ее боковой поверхности. Ниже нейтральной плоскости осадка сваи превышает осадку окружающего грунта, что приводит к изменению направления сил трения вдоль ствола сваи. В результате, внутренние продольные силы на участке, где действует отрицательное трение, увеличиваются (от головы сваи), достигая максимальных значений в уровне нейтральной плоскости. Ниже нейтральной плоскости вдоль ствола сваи мобилизуется положительное поверхностное трение. Это подтверждается многими исследованиями развития отрицательного трения по боковым поверхностям свай при оседании грунта [8 ;17]

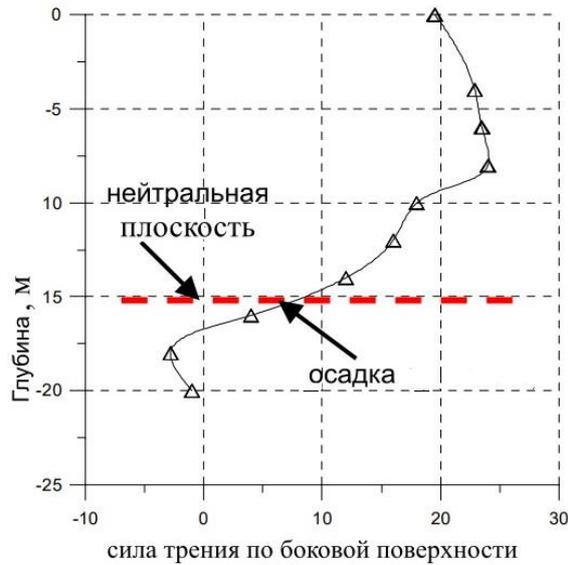


Рисунок 1.10 – Эюра вертикальных смещений грунта в свободном поле по оси, расположенной на расстоянии 6 м от вертикальной осевой линии тоннеля

На рисунке 1.11 [71] приведены эюры продольных сил, действующих в теле трёх свай, расположенных на расстоянии 6, 12, и 15 м от вертикальной оси тоннеля. Сравнение эюр показывает, что в рассмотренных случаях они качественно одинаковы, при этом максимальные значения продольных усилий на всех трёх эюрах расположены на уровне горизонтальной оси тоннеля. Это означает, что схемы передачи осевой нагрузки по длине свай, полностью или частично расположенных в зоне призмы оседания грунта, по существу одинаковы, независимо от их расстояния до вертикальной оси тоннеля. Аналогичная тенденция изменения осевой нагрузки по длине свай в зависимости от их расстояния до тоннеля отмечена [66].

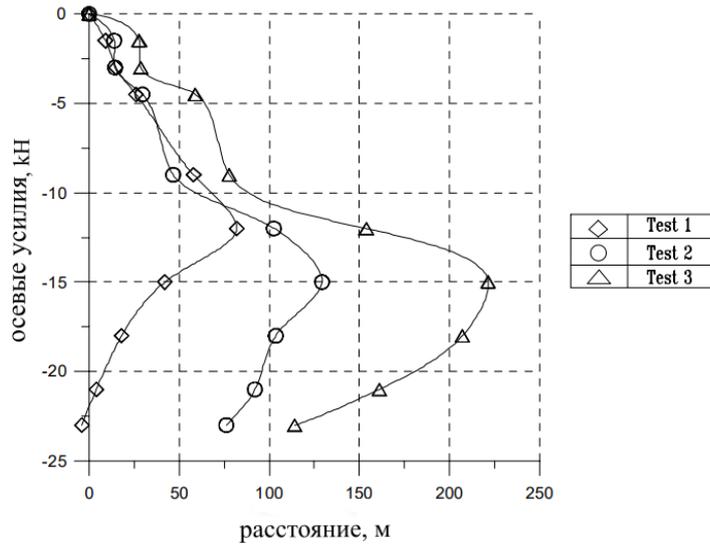
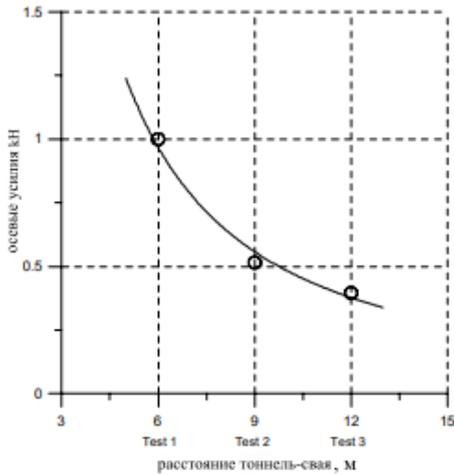


Рисунок 1.11 - Эпюры продольных сил, действующих в теле трёх свай, расположенных на расстоянии 6, 12, и 15 м от вертикальной оси тоннеля (Ran Xia, 2004)

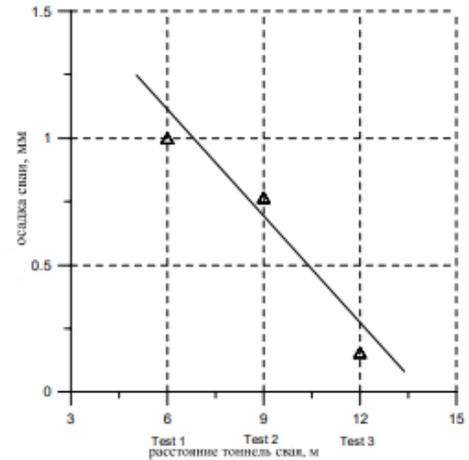
На рисунке 1.12 а,б,с приведена полученная с помощью тензодатчиков информация об изменении нормализованных значений максимального осевого усилия в стволе сваи, осадки головы сваи и нагрузки на ее острие по мере увеличения расстояния от сваи до туннеля. Графики показывают их интенсивное снижение с увеличением этого расстояния.

Результаты проведенных исследований также подтвердили, что максимальное осевое усилие в свае развивается на уровне нейтральной плоскости, расположенной примерно на уровне оси тоннеля независимо от расстояния туннель-свая.

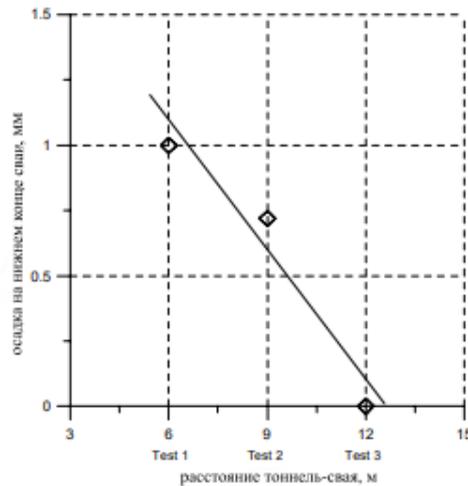
Как уже отмечалось выше, результаты проведенных полевых измерений позволили строителям и проектировщикам решить поставленные перед ними частные задачи. В то же время, полученная информация не была достаточной для установления обобщающих закономерностей взаимодействия свай с оседающим грунтом при щитовой проходке тоннелей, хотя и показала её существенное влияние на работу свай.



(a)



(b)



(c)

Рисунок 1.12 - Графики зависимости нормализованных значений максимальных осевых усилий в сваях (а), осадок свай (b) и нагрузок, передающихся на грунт через нижний конец свай (с), от расстояния тоннель-свая (Test 1– $1D_T$, Test 2– $1,5 D_T$, Test 3– $2D_T$)

1.3.2 Результаты лабораторные исследований

В работе [65] обсуждаются результаты лабораторных испытаний, целью которых являлось изучение влияния движения грунта, вызванного проходкой тоннелей, на сваи существующих фундаментов. Испытания проводились в центрифуге в смеси ила и крупнозернистого песка. По результатам проведенных испытаний был сделан вывод об образовании в массиве грунта треугольной призмы

оседания (рисунок 1.13), внутри которой свая получает наибольшие осадки. Было также отмечено, что короткие сваи полностью расположенные в этой зоне, могут потерять несущую способность или быть разрушены.

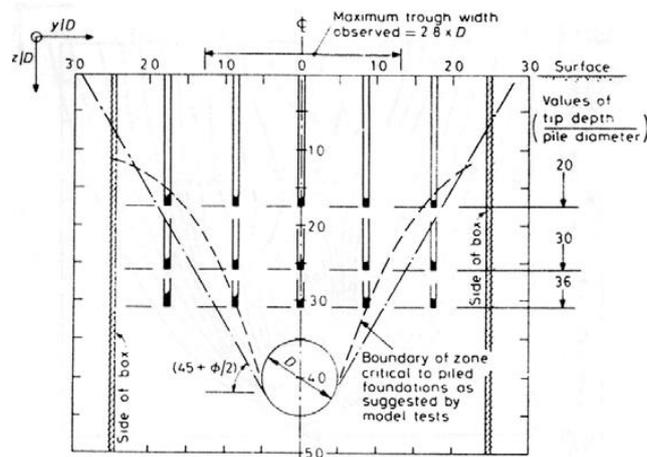


Рисунок 1.13 – Варианты расположения свай различной длины в призме оседающего грунта (Morton et al., 1979)

Позже [50] провели в центрифуге аналогичные испытания, но массив грунта моделировался подстилаемым песком споем глины. Модель туннеля имела диаметр прототипа 7 м, нагрузка на модельные сваи составляла до 70% от их предельной несущей способности. Результаты испытаний показали, что проходка туннеля оказывает существенное влияние на осадку и несущую способность свай. Параметрическое исследование влияния расстояния туннель-свая показало, что сваи, расположенные на расстоянии 2-х диаметров туннеля от его края, не реагировали на его проходку. На расстоянии от 0,25 до 1 диаметра от края туннеля осадки свай изменялись пропорционально потере объема грунта, а ближе чем 0,25 диаметра, осадки свай резко увеличивались. Эти эффекты проиллюстрированы на рисунке 1.14, было также установлено, что осадка свай имела наибольшее значение, когда нижний ее конец находился выше оси туннеля, а наименьшее, когда ось туннеля находилась выше конца свай.

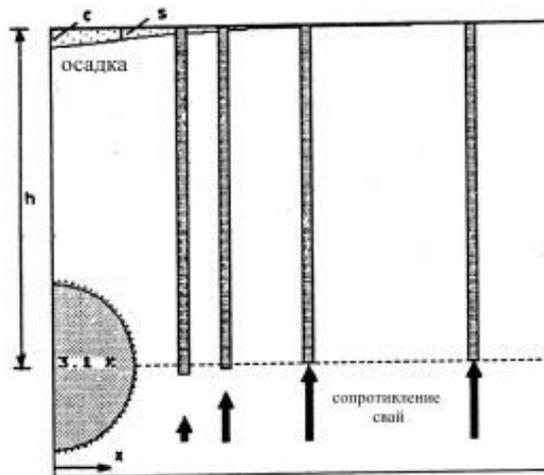


Рисунок 1.14 - Подвижки грунта при проходке туннеля
(Bezuijen et al., 1994)

В работе [60] провели в центрифуге исследования влияния расположения нижнего конца одиночной сваи относительно уровня оси туннеля на ее смещения и, как следствие, развития в теле сваи дополнительных продольных сил и изгибающих моментов.

Были проведены три испытания, в которых туннель располагался выше, на уровне и ниже уровня концов свай. Исследования показали, что для максимальный изгибающий момент у сваи был наибольшим, когда ее острие располагалось на уровне оси туннеля, в то время как максимальная осевая сила была наибольшей, когда острие сваи находилось выше оси туннеля.

В работе [52] представили данные о результатах испытаний в центрифуге, проведенных с целью изучения влияния проходки туннелей в сухом песке на осевые усилия и осадки одиночных свай. Испытания показали, что в результате проходки туннеля в массиве песка формируется треугольная призма оседания грунта (рисунок 1.15), и сваи, расположенные в ней, получают наибольшую осадку, что подтвердило результаты опытов [50].

Эта зона была далее подразделена еще на четыре зоны по отношению величины осадки сваи к осадке поверхности грунта. Свая, острие которой находится в зоне D, осела меньше, чем поверхность земли. Свая, острие которой находится в зоне B, осела больше, чем поверхность земли. В зонах A и C осадки

свай и поверхности были очень похожи. Осадка в зоне В почти в 2,5 раза больше, чем осадка сваи в зоне А, хотя осадка земной поверхности в зоне А больше, чем в зоне В. Это означает, что свая в зоне В гораздо более критична, чем свая в зоне А с точки зрения ее осадки, вызванной проходкой тоннеля.

По данным испытаний было также установлено, что для свай, расположенных в зоне больших деформаций, поверхностное трение было постоянно положительным.

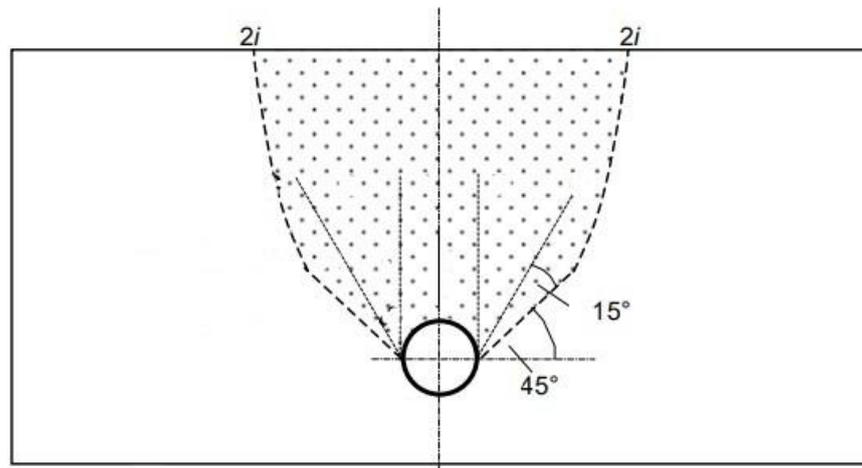


Рисунок 1.15 – Разделение грунтового массива на зоны по отношению величины осадки сваи к осадке поверхности грунта (Jacobsz, S. W.)

Лабораторные испытания по сравнению с полевыми позволили более подробно рассмотреть основные тенденции влияния щитовой проходки тоннелей на работу свай, но все же не дали возможности изучить зависимость этого влияния от различных факторов при достаточно широком диапазоне их изменений.

1.3.3 Численное моделирование

В мировой практике при численном моделировании влияния проходки тоннеля на напряженно-деформированное состояние свай, используются два подхода - одностадийный и двухстадийный.

Одностадийный подход основан на полном 3D-анализе взаимодействии туннеля, грунта и сваи и дает возможность выполнять численное моделирование методом конечных элементов при решении геотехнических задач любой сложности. Тем не менее, несмотря на значительные достижения в области компьютерного оборудования и коммерческого программного обеспечения, полный трехмерный анализ является относительно дорогостоящим, особенно если он используется в качестве инструмента предварительной оценки воздействия выемки тоннеля на существующие фундаменты.

При двухстадийном подходе сначала определяются перемещения грунта в свободном поле (массив грунта без сваи), а затем эти перемещения накладываются на сваю для вычисления ее откликов. Первый шаг может быть выполнен с использованием различных как эмпирических, так и аналитических методов, включая и 3D-численный анализ. Второй шаг выполняется, как правило, с использованием метода граничных элементов. Входными данными для метода являются перемещения грунта. При таком подходе существенно упрощается возможность выполнения вычислений в неоднородных грунтах. Двухстадийный подход существенно более экономичен благодаря незначительным вычислительным затратам, как с точки зрения подготовки данных, так и времени работы компьютера, так как при его использовании требуется только один трехмерный анализ методом конечных элементов, а полученное поле смещений затем используется в качестве входных данных о смещениях грунта в свободном поле.

Предсказанные двухэтапным анализом общие характеристики поведения сваи в оседающем при проходке тоннеля грунте аналогичны характеристикам, полученным в результате полного 3D-анализа взаимодействия туннеля, грунта и сваи, но его применение при числе независимых переменных (факторов) более пяти крайне затруднительно из-за резкого увеличения объема вычислений.

В работе [41] изучали реакцию сваи, расположенную рядом со строящимся туннелем, на подвижки грунта при его проходке (рисунок 1.16).

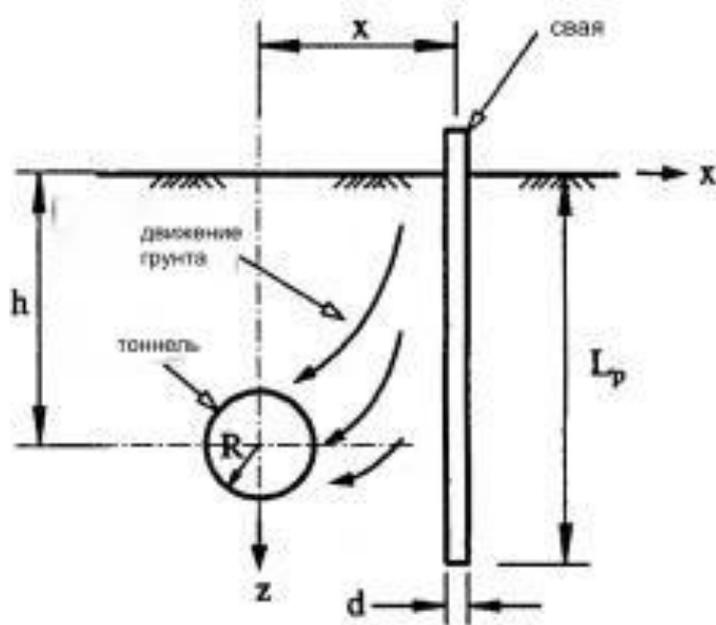


Рисунок 1.16 – Подвижки грунта в сторону тоннеля при его щитовой проходке
(Chen et al., 1999)

Результаты исследований [41] позволили получить информацию об изменении максимальных значений изгибающего момента и осевой силы в свае в зависимости от расстояния между сваями и тоннелем, а также от положения нижнего конца сваи относительно уровня горизонтальной оси тоннеля. Было показано, что максимальные значения изгибающего момента и осевой силы уменьшаются до незначительных величин за пределами расстояния от оси тоннеля, равного двум и пяти его диаметрам соответственно.

При одинаковом расстоянии свай от вертикальной оси тоннеля наибольший изгибающий момент будет у сваи, конец которой расположен ниже уровня горизонтальной оси тоннеля.

В работе [66] приведены результаты исследования воздействия проходки тоннеля на работу сваи в пространственной постановке. Поведение грунта моделировалось моделью Мора-Кулона, а деформации сваи принимались линейно-упругими без учета проскальзывания вдоль границы между грунтом и сваями.

Результаты расчетов были полностью идентичны результатам вышеописанных исследований физического моделирования в центрифуге.

В работе [44] предложили метод расчёта смещения грунта в свободном поле, в котором свая представлялась балочными элементами, а грунт линейно-деформируемой средой, характеризуемой коэффициентом реактивного отпора грунта (коэффициентом постели). Горизонтальные смещения грунта служили входным материалом для расчета.

Обобщая результаты обзора опубликованных данных по полевым, лабораторным и численным исследованиям влияния щитовой проходки тоннеля на работу свай существующей застройки можно [13] прийти к следующим выводам.

Подвижки грунта при проходке тоннеля вызывают прогибы и осадки свай, полностью или частично расположенных в призме оседания грунта, что сопровождается развитием в них изгибающих моментов и продольных (осевых) усилий. Профили эпюр прогибов свай и боковых смещений грунта идентичны, а это говорит о том, что свая ведет себя как гибкий стержень и деформируется вместе с грунтом, что позволяет в аналитических решениях и при численном моделировании рассматривать сваю как отдельный элемент, помещенный в поле смещающегося грунта.

Условно сваи, расположенные в зоне влияния проходческого щита, можно разделить на три категории по отношению $L_{св}/L_T$, где $L_{св}$ – длина сваи, L_T – глубина расположения горизонтальной оси тоннеля: короткие сваи, концы которых расположены выше оси тоннеля ($L_{св}/L_T < 1$), сваи средней длины, концы которых расположены на уровне оси тоннеля ($L_{св}/L_T = 1$), и длинные сваи, концы которых расположены ниже оси тоннеля ($L_{св}/L_T > 1$).

Изгибающие моменты в длинных сваях увеличиваются с глубиной, а максимальный изгибающий момент, который возникает приблизительно на уровне горизонтальной оси тоннеля, является отрицательным, т. е. свая изгибается в сторону от туннеля. Изгибающие моменты в голове и на конце сваи со свободной головой равны нулю (рисунок 1.17).

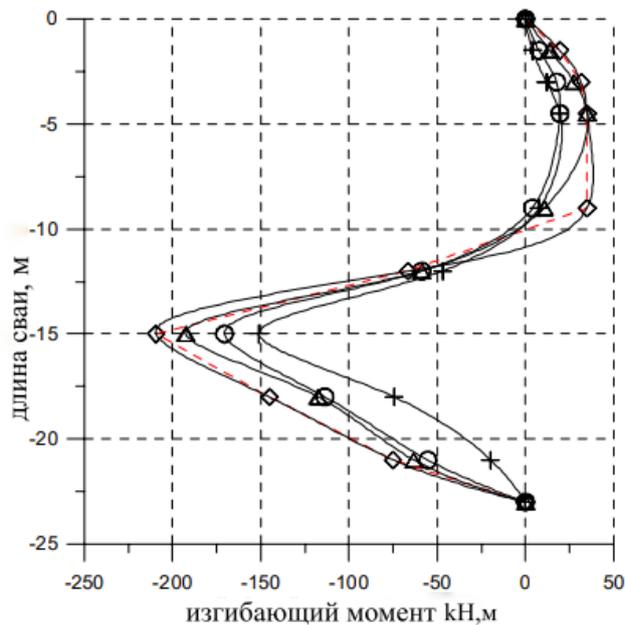


Рисунок 1.17 – Изгибающие моменты в длинных сваях
(Ran Xia, 2004)

С увеличением расстояния от тоннеля максимальный изгибающий момент в длинной свае и горизонтальное смещение ее головы интенсивно уменьшаются на участке длиной от 1,0 до 1,5 диаметра тоннеля. На расстоянии 2,0 диаметров тоннеля и более его влияние на сваю становится, с практической точки зрения, малозначимым.

В случае сваи средней длины максимальный изгибающий момент возникает примерно на высоте 3 м над горизонтальной осью тоннеля, а не на ее уровне, как в случае длинных свай. Эпюра отклонения сваи средней длины также отличается от эпюры отклонений длинных свай. Свая средней длины поворачивается вокруг ее нижнего конца (рисунок 1.18). Оседающая призма грунта отталкивает нижнюю половину сваи средней длины от тоннеля, в результате чего верхняя половина сваи наклоняется в сторону туннеля, поскольку ее голова не закреплена.

Максимальный изгибающий момент у сваи средней длины немного меньше, чем у длинной сваи. Напротив, горизонтальное смещение головы у сваи средней длины значительно больше, чем у длинной. Это означает, что при проходке тоннеля

свая средней длины более критична с точки зрения ее горизонтального смещения, чем длинная свая.

Аналогичным образом ведет себя и очень короткая свая.

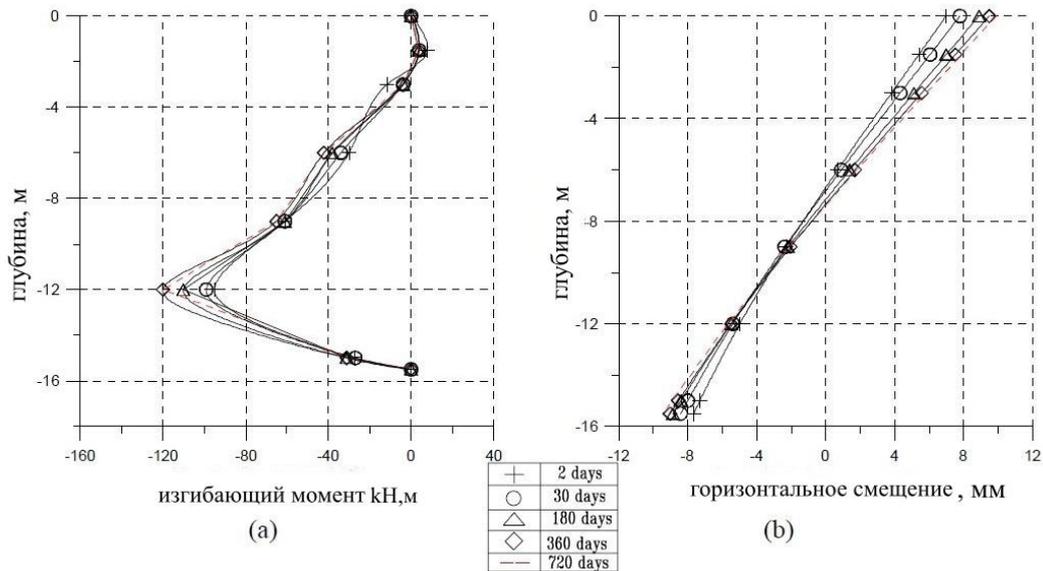


Рисунок 1.18 - Эпюры изгибающих моментов (а) и горизонтальных смещений сваи (б) (Ran Xia, 2004)

Осевое усилие, вызываемое проходкой тоннеля в длинной свае, увеличивается с глубиной и достигает своего максимального значения приблизительно на уровне оси тоннеля, а затем постепенно уменьшается к ее концу. Эпюры распределения осевых усилий, возникающих при движении щита в стволе длинных свай, практически не зависят от расстояния тоннель-свая.

Аналогично, в свае средней длины и короткой свае, у которых отрицательное поверхностное трение развивается по всей длине ствола, осевые усилия увеличиваются с глубиной и достигают своего максимального значения у нижнего конца сваи [11, 13] (рисунок 1.19). Максимальные осевые усилия у этих свай меньше, чем у длинной сваи, напротив, их осадка и горизонтальное смещение гораздо более серьезные, чем у длинной сваи. Наибольшая осадка наблюдается у короткой сваи. Очевидно, что наиболее проблемными сваями с точки зрения дополнительных осадок, вызванных проходкой тоннеля, являются сваи средней длины и короткие сваи.

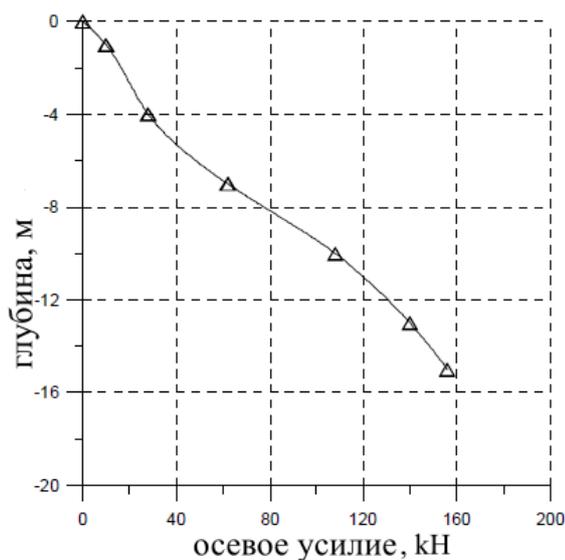


Рисунок 1.19 – Распределение осевых усилий в свае
(Ran Xia, 2004)

В заключение приведённого выше краткого обзора литературных источников, посвящённых исследованию влияния механизированной щитовой проходки тоннелей на существующую городскую застройку и, в частности, на свайные фундаменты, можно сделать следующие выводы.

Выводы по Главе 1

1. Практика, а также проведенные полевые, лабораторные и аналитические исследования, включая численные, показали существенное влияние щитовой проходки тоннелей на развитие дополнительных осадок существующей застройки и несущую способность свайных фундаментов, что необходимо учитывать при проектировании проходческих работ.

2. Совершенствование методики оценки влияния щитовой проходки тоннелей на работу фундаментов существующих зданий и сооружений нуждается в продолжении проведения дальнейших исследований по двум направлениям: изучения деформаций вмещающего тоннель грунтового массива, вызванного

проходческими работами, и изучение влияния смещений грунта на работу свай, частично или полностью расположенных в призме оседающего грунта.

3. Деформации вмещающего грунтового массива, вычисленные по аналитическим зависимостям, основанным на решениях плоской задачи, имеют существенное расхождение с осадками, полученными в результате трёхмерного численного моделирования. Для дальнейшего развития методов прогнозирования деформаций грунтового массива в районе движения ТПМК необходимо развивать методы расчёта, основанные на решениях пространственной задачи. Перспективным в этом отношении является совместное использование численного моделирования и метода планирования эксперимента.

4. Используемые на практике аналитические решения и эмпирические зависимости, полученные на основе натуральных наблюдений или численного моделирования, позволяют определить осадки земной поверхности в момент прохождения щита под зданием или рядом с ним, но не позволяют прогнозировать осадки вдоль трассы движения щита, хотя, как показали натурные наблюдения, после схода щита со смонтированного кольца обделки осадки земной поверхности [14] в процессе их стабилизации значительно увеличиваются. Этот вопрос требует проведения дополнительного исследования.

5. Построение мульд осадок позволяет с достаточной для практических целей точностью прогнозировать крены и осадки фундаментов зданий и сооружений мелкого заложения. Что касается свайных фундаментов, то на их осадки и горизонтальные смещения оказывают влияние не столько осадки земной поверхности, сколько подвижки грунта в границах призмы его оседания, формирующейся при движении механизированного проходческого щита. Только при определении величин дополнительных перемещений точек грунтового массива возможен анализ и оценка работы свай в зоне работы щита, а также разработка методов расчёта, возникающих в сваях, дополнительных деформаций и внутренних усилий.

6. Для совершенствования методов расчета деформаций грунта при щитовой проходке тоннеля и возникающих при этом усилий в сваях, расположенных в

оседающем массиве грунта, требуется проведение дальнейших исследований, используя численное моделирование в трёхмерной постановке с применением современных вычислительных комплексов. К таким комплексам в настоящее время относятся PLAXIS, Z – SOIL, MIDAS, ABACUS, содержащих библиотеки многофункциональных конечных элементов и набор моделей, позволяющих наиболее полно и адекватно моделировать поведение грунтовых массивов.

7. Исследования влияния щитовой проходки тоннеля на работу свай на этапе вариантного проектирования при числе независимых факторов, не превышающем четырех, целесообразно проводить по двухстадийной схеме, при которой сначала прогнозируются смещения точек грунта в свободном поле перемещений, а затем в него помещается свая и путём численного моделирования изучается ее отклик на установленные на первой стадии расчета подвижки грунтового массива. Такая схема выполнения расчетов позволяет достаточно быстро выполнить сравнение вариантов на предварительной стадии проектирования. При большем числе независимых факторов анализ системы «грунт-тоннель-свая» затруднителен и нецелесообразен из-за большого объема вычислений.

8. Разработку и совершенствование исследований влияния щитовой проходки тоннелей на свайные фундаменты окружающей застройки следует проводить по следующим направлениям:

- исследование процессов деформирования грунта при движении щита и разработка способов их численного моделирования;

- дальнейшее развитие методов расчёта построения мульды осадок земной поверхности и перемещений грунтового массива за щитом в условиях пространственной задачи, с учётом определения сечений, где осадки стабилизируются и достигают максимальных значений;

- основываясь на результатах указанных выше исследований, разработка методов оценки влияния щитовой проходки тоннеля на дополнительные усилия в сваях, вызванных смещениями оседающего грунта с обязательным учётом условий сопряжения голов свай с ростверком.

ГЛАВА 2 ИССЛЕДОВАНИЕ ДЕФОРМИРОВАНИЯ МАССИВА ГРУНТА В ЗОНЕ ЩИТОВОЙ ПРОХОДКИ ТОННЕЛЯ

Как отмечено в выводах предыдущей главы, совершенствование методов учета в проектных решениях влияния оседающего при щитовой проходке тоннелей метрополитена грунта на работу свай существующих зданий требует дальнейшего изучения как процесса деформирования вмещающего тоннель грунтового массива, так и реакцию свай на смещения грунта в зоне его оседания.

Настоящая глава посвящена изучению процесса деформирования грунтового массива при движении щита, дальнейшему развитию методов построения мульды осадок земной поверхности и вычисления смещений точек грунтового массива в пределах призмы его оседания.

2.1 Метод проведения исследований

Исследования деформаций грунтового массива при щитовой проходке тоннеля выполнялись на основе совместного использования метода конечных элементов (МКЭ) и метода планирования эксперимента [13], основанного на регрессионном анализе полученных результатов численных расчётов. Под регрессионным анализом понимается статистический метод, позволяющий прогнозировать значения зависимой переменной (функции отклика) на основе изменения значений независимых переменных (факторов). Подобный способ исследования взаимодействия сооружений с грунтовым массивом при решении геотехнических задач был впервые предложен Л.Н. Рассказовым.

Совместное использование метода конечных элементов и метода планирования эксперимента [13] дает возможность исследовать, анализировать и получать зависимости в виде уравнений регрессии, позволяющие с достаточной инженерной точностью описывать взаимодействие наземных и подземных сооружений с грунтовым массивом. С появлением мощных программных комплексов область совместного использования численного моделирования и

метода планирования эксперимента существенно расширилась, что позволило решать инженерные задачи в случаях, когда использование других методов исследований не представляется возможным.

Ниже рассмотрены основные положения указанных методов.

2.1.1 Метод конечных элементов

Метод конечных элементов (МКЭ) в настоящее время широко применяется в расчетах наземных и подземных сооружений и, на сегодняшний день, используется как на предварительной стадии проектирования, так и на окончательной стадии анализа взаимодействия исследуемого сооружения с грунтовым массивом. МКЭ позволяет [13] выполнять расчёты как в плоской, так и пространственной постановке.

Основное достоинство МКЭ заключается в возможности аппроксимации сплошной среды с бесконечным числом степеней свободы совокупностью конечных элементов, суммарное число узлов которых (точек, соединяющих элементы) имеет конечное число степеней свободы. Используя, затем, метод прямой жёсткости, задача сводится к решению системы линейных алгебраических уравнений, позволяющему определить перемещения всех узлов сетки конечных элементов. Используя полученные значения перемещений, вычисляются деформации и напряжения в каждом элементе. Таким образом, МКЭ даёт возможность решать различные сложные инженерные задачи, моделируя различные виды нагрузок: статические, динамические, фильтрационные, температурные и др., в условиях, как упругой задачи, так и с учётом пластического или хрупкого разрушения. В зависимости от поставленной задачи и набора данных, имеющих в распоряжении у проектировщика, расчеты могут выполняться с применением различных современных вычислительных комплексов, таких как PLAXIS, Z-SOIL, MIDAS, ABACUS. Указанные комплексы, содержащие библиотеки многофункциональных конечных элементов и набор моделей, позволяющих наиболее полно и адекватно моделировать поведение грунтовых

массивов во взаимодействии со строительными конструкциями, успешно применяются для решения многих геотехнических задач в современном строительстве.

2.1.2 Метод планирования эксперимента

Метод планирования эксперимента [6], являющийся разделом математической статистики, заключается в определении числа и условий проведения опытов, необходимых и достаточных для нахождения искомой зависимости в виде уравнения регрессии. Адекватность уравнения, в этом случае, будет зависеть, как от правильности выбора [13] числа независимых переменных (факторов), оказывающих наибольшее влияние на зависимую переменную (функцию отклика), так и от заданных пределов их варьирования.

Выполнение требований метода планирования экспериментов обеспечивает получение в итоге математической модели (зависимости) в виде уравнения регрессии. Рассмотрим наиболее оптимальный и простой вариант линейной зависимости, которую в общем виде можно представить следующим образом:

$$y(x_1, \dots, x_n) = b_0 + \sum_{i,j=1, i \neq j}^n b_i \cdot x_i + \sum_{i,j=1, i \neq j}^n b_{ij} \cdot x_i \cdot x_j + \dots \quad (2.1)$$

где (x_1, \dots, x_n) – независимые факторы: $X_1, X_2, X_3 \dots X_n$; b_0 – свободный член; b_i, b_{ij} – коэффициенты, учитывающие взаимодействия независимых факторов. Выбираются факторы, оказывающие наибольшее влияние на функцию отклика.

У каждого фактора есть область определения, представляющая собой совокупность всех значений, которые он может принимать. Эти значения варьируются нижним и верхним уровнями, а их среднее значение является нулевым уровнем. В качестве примера рассмотрим случай трехфакторного эксперимента, где X_1, X_2, X_3 – независимые факторы.

Главной особенностью метода планирования эксперимента является переход к безразмерной системе координат, где факторы задаются в кодированном виде. В

этом случае, верхний уровень имеет значение фактора +1, нижний уровень – -1, а нулевая точка совпадает со значением – 0.

Переход от натурального вида факторов к кодированному виду выполняется по уравнению (2.2) в виде:

$$X_i = \frac{X_i - X_{i0}}{\Delta X_i}, \quad (2.2)$$

где X_i – значение факторов на (верхнем или нижнем уровнях); X_{i0} – значение факторов на нулевом уровне; ΔX_i – интервал варьирования.

В случае применения линейной зависимости уравнение регрессии окончательно примет следующий вид:

$$\hat{y}_1 = b_0 + b_1 \cdot X_1 + b_2 \cdot X_2 + b_3 \cdot X_3 + b_4 \cdot X_1 \cdot X_2 + b_5 \cdot X_1 \cdot X_3 + b_6 \cdot X_2 \cdot X_3 \quad (2.3)$$

Для данного варианта зависимости, обычно, используют полный факторный эксперимент, где число опытов «N» зависит от числа факторов «k» и определяется зависимостью:

$$N = 2^k, \quad (2.4)$$

Последующее выполнение численных экспериментов проводится в соответствии с составленной матрицей планирования эксперимент для трех факторов на двух уровнях варьирования (таблица 2.1).

Таблица 2.1- Матрица полного факторного эксперимента

Факторы в кодированном виде			Взаимодействия факторов				Выходные параметры
X_1	X_2	X_3	$X_1 X_2$	$X_1 X_3$	$X_2 X_3$	$X_1 X_2 X_3$	Y_i
-1	-1	-1	1	1	1	-1	Y_1
+1	-1	-1	-1	-1	1	1	Y_2
-1	+1	-1	-1	1	-1	1	Y_3
+1	+1	-1	1	-1	-1	-1	Y_4

Факторы в кодированном виде			Взаимодействия факторов				Выходные параметры
X ₁	X ₂	X ₃	X ₁ X ₂	X ₁ X ₃	X ₂ X ₃	X ₁ X ₂ X ₃	Y _i
-1	-1	+1	1	-1	-1	1	Y ₅
+1	-1	+1	-1	1	-1	-1	Y ₆
-1	+1	+1	-1	-1	1	-1	Y ₇
+1	+1	+1	1	1	1	1	Y ₈

После проведения численных расчетов, используя регрессионный анализ полученных результатов, вычисляются коэффициенты линейного уравнения регрессии и проверяется его адекватность моделируемой зависимости, характеризуемая коэффициентом детерминации R^2 , определяемому по уравнению (2.5):

$$R^2 = \frac{\sum(y_x - \bar{y})^2}{\sum(y_i - \bar{y})^2} = 1 - \frac{\sum(y_x - \bar{y})^2}{\sum(y_i - \bar{y})^2}, \quad (2.5)$$

$$0 \leq R^2 \leq 1$$

Уравнение считается адекватным, если $R^2 \geq 0,8$.

В настоящее время регрессионный анализ является широко используемым статистическим методом в геотехнической инженерии для установления эмпирических связей между различными параметрами, влияющими на поведение фундамента. Регрессионный анализ может помочь выявить наиболее значимые факторы, влияющие на поведение системы, и количественно оценить их влияние. Анализируя данные лабораторных испытаний, полевых измерений или численного моделирования, регрессионный анализ можно использовать для разработки эмпирических моделей, предсказывающих поведение фундамента в различных условиях.

При числе независимых факторов не более 5-ти регрессионный анализ обычно выполняется вручную, при большем числе независимых факторов прибегают к помощи программных комплексов SPSS и MS Excel.

Регрессионные модели использовались во многих исследованиях, связанных с поведением фундаментов. Было показано, что эти модели являются более точными, чем существующие эмпирические методы.

2.2 Моделирование щитовой проходки тоннеля и её влияния на деформации грунтового массива

Моделирование щитовой проходки и её влияния на деформации вмещающего тоннель грунтового массива выполнялось с помощью программного комплекса Z-Soil -2019.

Грунт моделировался упруго-пластической моделью Мора-Кулона. Расчётный фрагмент рассматриваемой задачи с конечно-элементной сеткой представлен на рисунке 2.1 Размеры фрагмента принимались в соответствии с указаниями [5] и составили: 120x100 м. Высота фрагмента в каждом расчётном случае определялась глубиной заложения тоннеля [14]. В расчётной конечно-элементной сетке учитывались жёсткость оболочки щита и тоннельной обделки.

Размер и объём мульды осадок земной поверхности и смещения грунта, вмещающего тоннель массива определялись расчётной величиной объёма «потерянного» грунта V_L , подсчитываемого, как сумма его составляющих V_3 , $V_{щ}$ и V_x по формулам формулы (1.3), (1.12) и (1.14). Величина V_L позволяет определить ширину приведённого (эффективного) зазора g_L между корпусом щита и вмещающим массивом грунта (формулы (1.4), (1.11) и (1.13)), смыкание которого моделирует реальные размеры мульды осадок земной поверхности и её объёма V_S (исходя из равенства V_L и V_S). В расчётной конечно-элементной сетке зазор g_L моделируется контактными элементами, ширина которых принимается равной ширине приведённого зазора между оболочкой щита и массивом грунта.

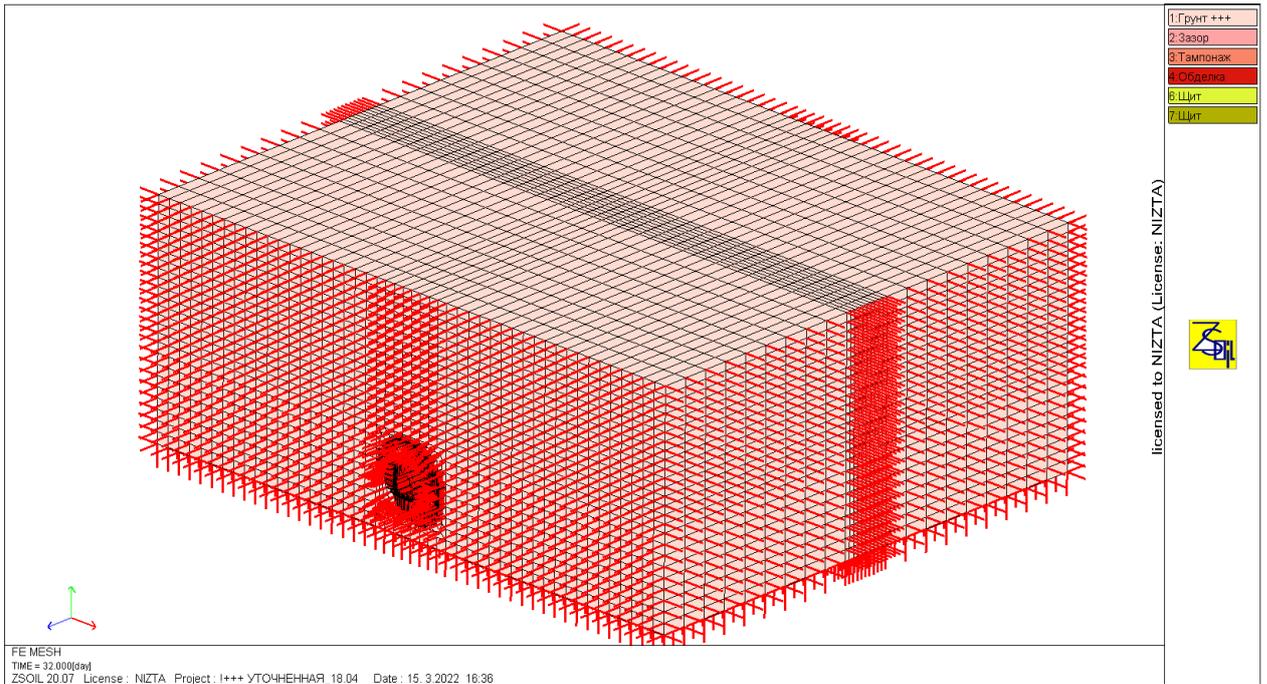


Рисунок 2.1 - Расчетный фрагмент конечно – элементной сетки

В качестве независимых переменных (факторов), в наибольшей степени влияющих на осадки земной поверхности, с учётом анализа литературных источников и опыта проектирования тоннелей метрополитена, были выбраны следующие факторы: H – глубина заложения тоннеля, D_T – диаметр тоннеля,

$E_{гр}$ - модуль деформации грунта. Факторы варьировались в следующих пределах: глубина заложения H (15 – 30м), диаметр тоннеля – D_T (6 – 10м), модуль деформации - $E_{гр}$ (6 – 30 МПа). Расчёты выполнялись для двух видов грунтов: песка и глины. Прочностные характеристики грунтов φ и c определялись в каждом расчёте, как функция от $E_{гр}$ по эмпирическим зависимостям [14]:

$$\text{Для глины: } \varphi = 9,87 \ln(E) - 11,394 \text{ (}^\circ\text{)} \quad (2.1)$$

$$c = 20,47 e^{0,048E} \text{ (кПа)} \quad (2.2)$$

$$\text{Для песка: } \varphi = 10,895 E^{0,333} \text{ (}^\circ\text{)} \quad (2.3)$$

В качестве функции отклика принималась максимальная осадка земной поверхности над тоннелем – $S_{z \max}$.

Выше уже отмечалось, что после схода корпуса (оболочки) щита со смонтированного кольца обделки тоннеля вследствие того, что жёсткость [13] кольца намного меньше жёсткости оболочки, осадки грунта над тоннелем и в его окрестности увеличиваются и стабилизируются только на каком-то расстоянии за щитом. Учитывая это, уравнение для подсчёта $S_{z \max}$ определялось в сечении, где осадки в массиве грунта полностью стабилизировались. Вопрос определения расстояния до этого сечения обсуждается ниже.

2.2.1 Определение сечения за щитом, в котором развиваются максимальные осадки грунтового массива

Как уже отмечалось выше, после схода корпуса (оболочки) щита со смонтированного кольца обделки тоннеля вследствие того, что жёсткость [13] кольца намного меньше жёсткости оболочки, осадки грунта над тоннелем и в его окрестности увеличиваются и стабилизируются только на некотором расстоянии за щитом. Учитывая это, уравнение для подсчёта $S_{z \max}$ определялось в сечении, где осадки в массиве грунта полностью стабилизировались. Отметим, что знание величины $S_{z \max}$, как показано в первой главе, даёт возможность определять перемещения не только точек земной поверхности, но и точек грунтового массива в пределах глубины заложения тоннеля.

В первой главе был приведен ряд эмпирических зависимостей, используемых для построения кривых мутьды оседания поверхности земли при движении щита в процессе проходки тоннеля, полученных, в основном, по результатам натурных наблюдений. Все эти зависимости, также, как и аналитические формулы, выведенные на основе решения в условиях «плоской» задачи, справедливы для определения осадок земной поверхности и перемещений точек вмещающего массива только в одной плоскости - в плоскости, совпадающей с плоскостью щита. Вместе с тем, как показано в первой главе, сравнение результатов численного моделирования работы ТПМК в условиях плоской и объёмной задач, могут отличаться [13] в два раза и более. Там же, на основании результатов натурных

наблюдений и физического моделирования указано, что осадки грунтового массива увеличиваются при сходе щита со смонтированного кольца обделки, жёсткость которого намного меньше жёсткости металлического корпуса щита. На определённом расстоянии за щитом осадки земной поверхности, принимая максимальные значения, стабилизируются, оказывая наибольшее влияние на фундаменты прилегающей застройки. Учитывая это, в рассматриваемых исследованиях на начальном этапе решались две задачи. В первой задаче, используя численное моделирование, выполнялись исследования деформирования вмещающего тоннель грунтового массива при щитовой проходке в трёхмерной постановке. Вторая задача заключалась в определении расстояния до сечения за щитом, в котором осадка над тоннелем, увеличиваясь, стабилизируется и принимает максимальное значение $S_{z \max}$. Для этого сечения, на основании статистического регрессионного анализа полученных результатов, выполненного в соответствии с методом планирования эксперимента, находились зависимости для расчёта максимальных осадок земной поверхности $S_{z \max}$ над тоннелем. Данные зависимости представляют собой уравнения регрессии, правые части которых содержат независимые факторы, оказывающие наибольшее влияние на деформирование грунта. Знание максимальной осадки над тоннелем позволяет, рассчитать в исследуемом сечении, как кривую мульды осадок земной поверхности, так и перемещения точек, прилегающего к тоннелю грунтового массива, в пределах глубины заложения тоннеля.

Увеличение осадок земной поверхности за щитом при его движении неоднократно фиксировалось при проведении мониторинга в процессе строительства тоннелей. На него также обращали внимание исследователи, изучавшие указанный процесс, используя физическое и численное моделирование в трёхмерной постановке. В качестве примера рассмотрим результаты исследований влияния движения щита на работу одиночной сваи, выполненных с использованием МКЭ и приведенных в [66]. В работе исследовалось изменение внутренних усилий в свае по мере движения щита (рисунок 2.2). Графики на

рисунке показывают, что значения, как изгибающих моментов, так и продольных усилий в стволе сваи после схода щита со смонтированного кольца достигают максимума ($S_{z \max}$) на расстоянии равном 3 - х диаметров щита, после чего они стабилизируются.

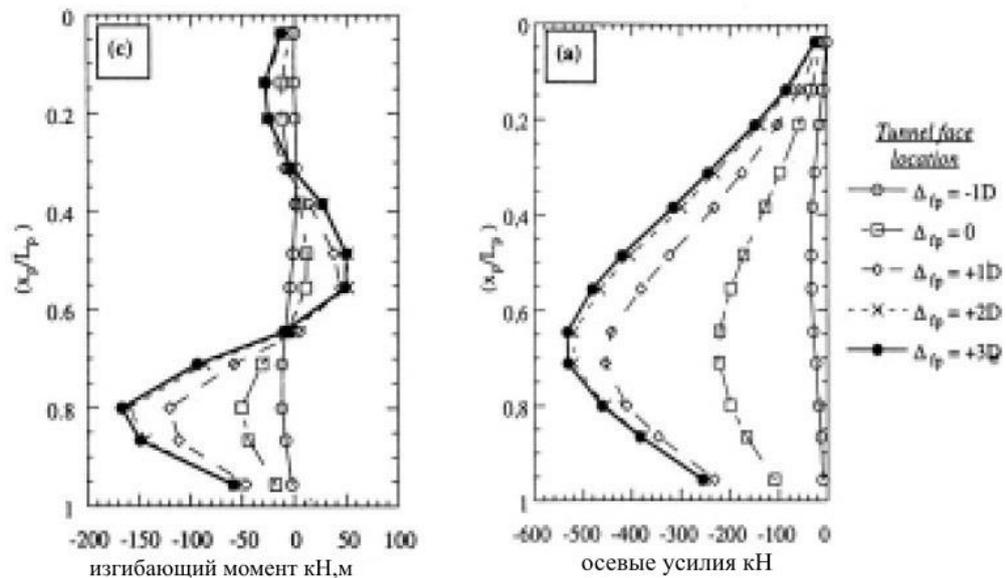


Рисунок 2.2- Изменение внутренних усилий в свае после схода щита со смонтированного кольца

В качестве другого примера можно привести работу [20]. Работа представляет интерес также и потому, что в ней, используя величину «потерянного» объёма, автор рассмотрел расчётный метод определения осадок земной поверхности за щитом вдоль оси тоннеля. В то же время, необходимо отметить, что в отечественных нормативных документах информация по этому вопросу отсутствует. Также и в зарубежных литературных источниках соискателю не удалось найти, касающихся указанной темы, чётких рекомендаций. Учитывая это, в диссертационной работе было проведено две серии расчётов для определения этого расстояния, а также рассмотрения условий, при которых осадки земной поверхности над тоннелем достигают максимальных значений. По результатам расчётов была выполнена также предварительная оценка влияния глубины заложения тоннеля и модуля деформации грунтового массива на изменение

величины максимальной осадки земной поверхности за щитом по длине тоннеля. В расчётах использовались значения пределов варьирования двух факторов - глубины заложения тоннеля и модуль деформации массива. Изменение диаметра тоннеля не рассматривалось, поскольку предварительные расчёты показали, что значения этого фактора в пределах его варьирования оказывают незначительное влияние на перемещения грунта. На рисунке 2.3–2.8 показаны изолинии вертикальных перемещений, полученные по результатам численного моделирования. На рисунке 2.3–2.5 представлены результаты расчётов для случаев, соответствующих трём глубинам заложения тоннеля: $H=15\text{м}$, 22м и 30м при постоянном значении модуля деформации – $E_{\text{гр}} = 30 \text{ МПа}$. Такие же расчёты были выполнены и для случаев, в которых модуль деформации грунтового массива составлял – $E_{\text{гр}} = 6 \text{ МПа}$ (рисунок 2.6–2.8).

Анализ полученных результатов показывает, что во всех расчётных случаях расстояния за щитом до сечения, в котором осадки земной поверхности стабилизируются и достигают максимума ($S_{z\text{max}}$), практически не меняются и имеют близкие значения в пределах $3.0 - 3.3$ диаметра щита. На этих рисунках показаны значения осадок земной поверхности в точке А – в плоскости щита и в точке Б – на расстоянии $3-3,3$ диаметра щита за щитом.

При этом, характер изменения осадок за щитом заметно зависит, как от величины модуля деформации массива, так и глубины заложения тоннеля.

В случае высокого модуля деформации ($E_{\text{гр}} = 30 \text{ МПа}$) осадки земной поверхности в точке Б, по сравнению с точкой А, возрастают: при глубине заложения тоннеля 15м - в $2,15$ раза, при глубине заложения 22м - в $2,35$ раза и при глубине заложения 30м - в $2,37$ раза (рисунок 2.6–2.8).

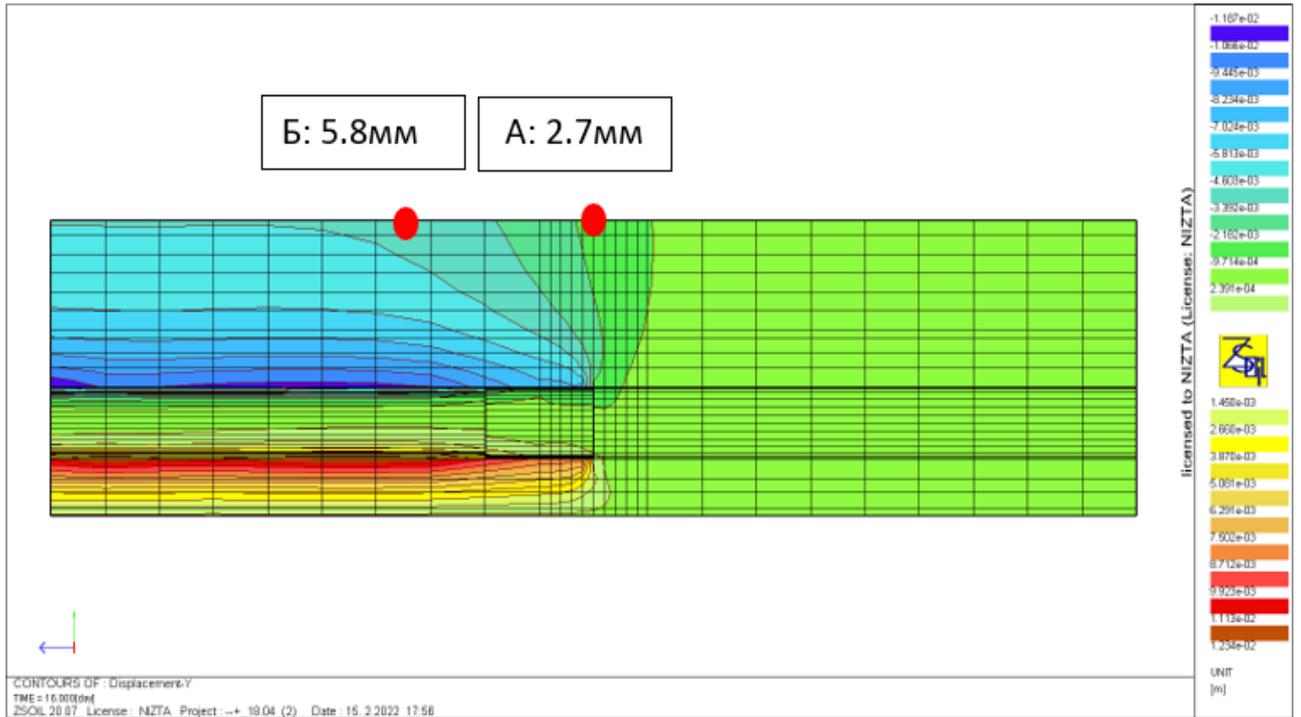


Рисунок 2.3 - Изополя вертикальных перемещений грунтового массива
(Расчёт 1)

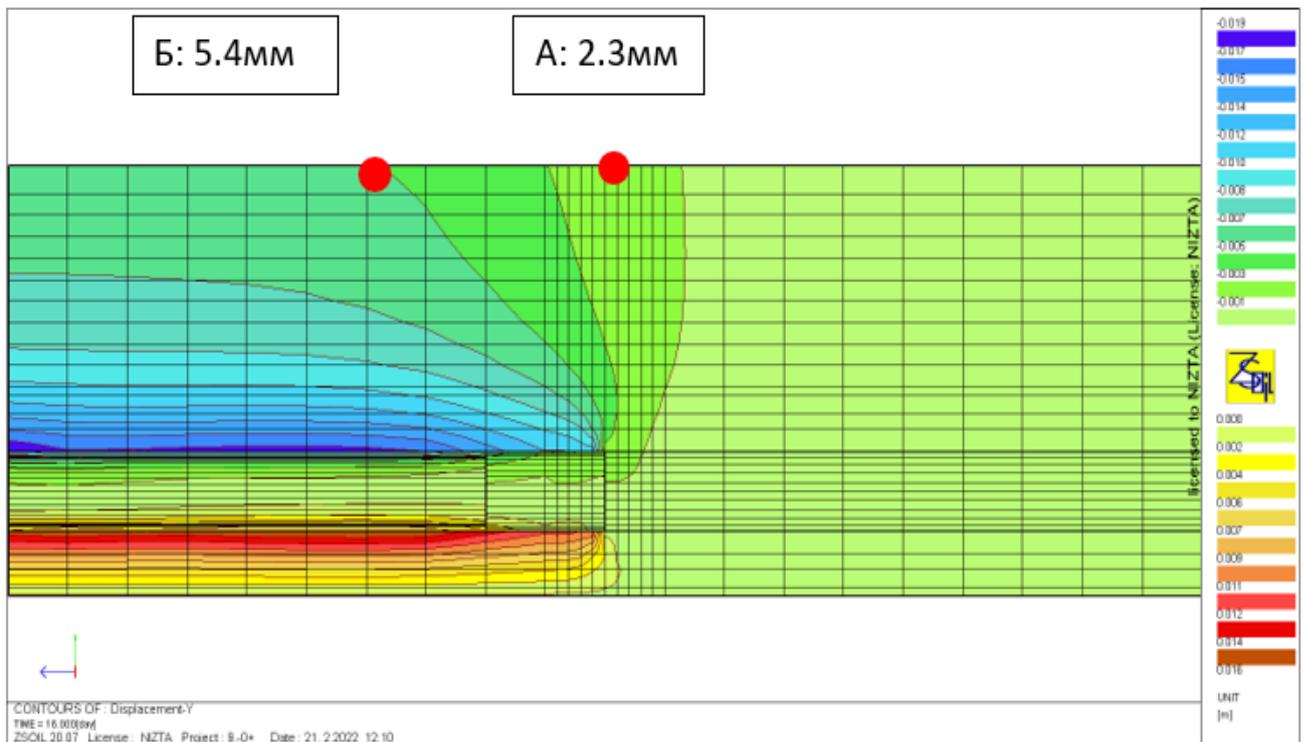


Рисунок 2.4 - Изополя вертикальных перемещений грунтового массива
(Расчёт 2)

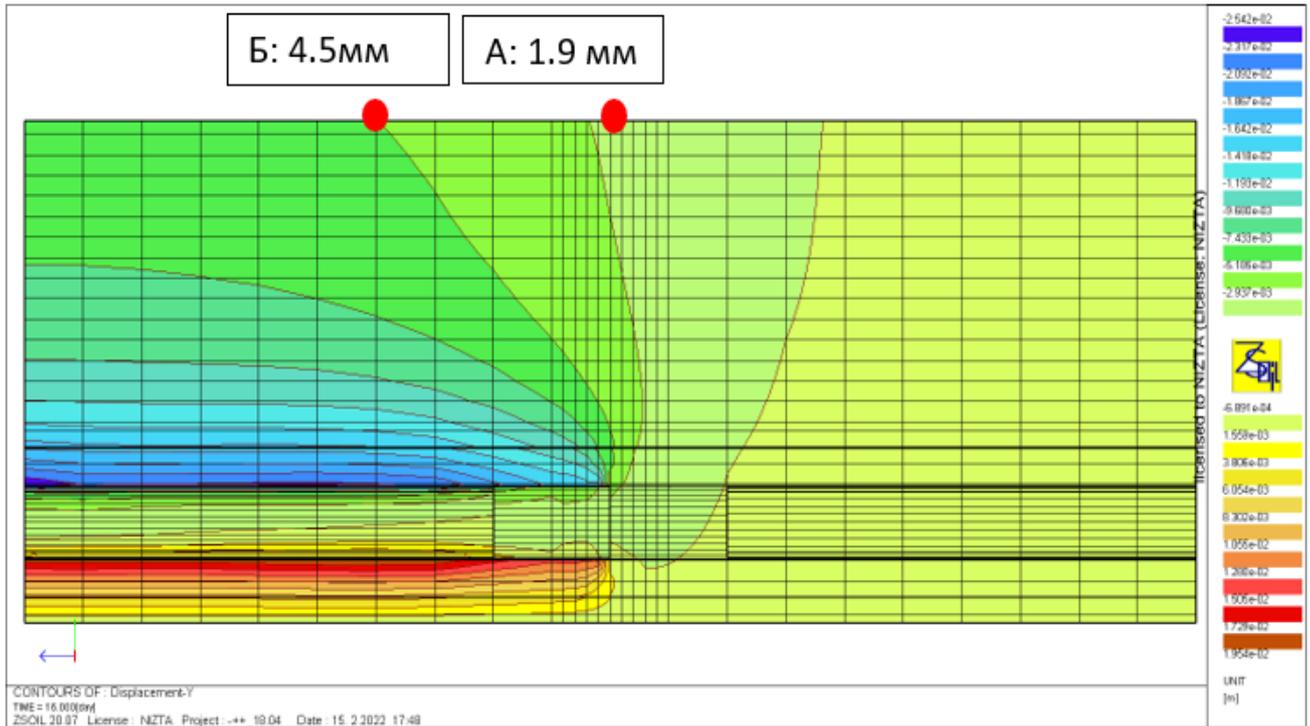


Рисунок 2. 5 - Изополя вертикальных перемещений грунтового массива
(Расчёт 3)

При низком модуле деформации $E_{гр} = 6$ МПа, осадки земной поверхности за щитом в точке Б по сравнению с точкой А возрастают менее интенсивно: при глубине заложения тоннеля 15м - в 1,15 раза, при глубине заложения 22м - в 1.44 раза и при глубине заложения 30м - в 1.6 раза. При этом абсолютная величина осадки земной поверхности в точке Б возрастает, при уменьшении модуля деформации грунтового массива от значения $E_{гр} = 30$ МПа до $E_{гр} = 6$ МПа, примерно в 1,5 раза (рисунок 2.6–2.8).

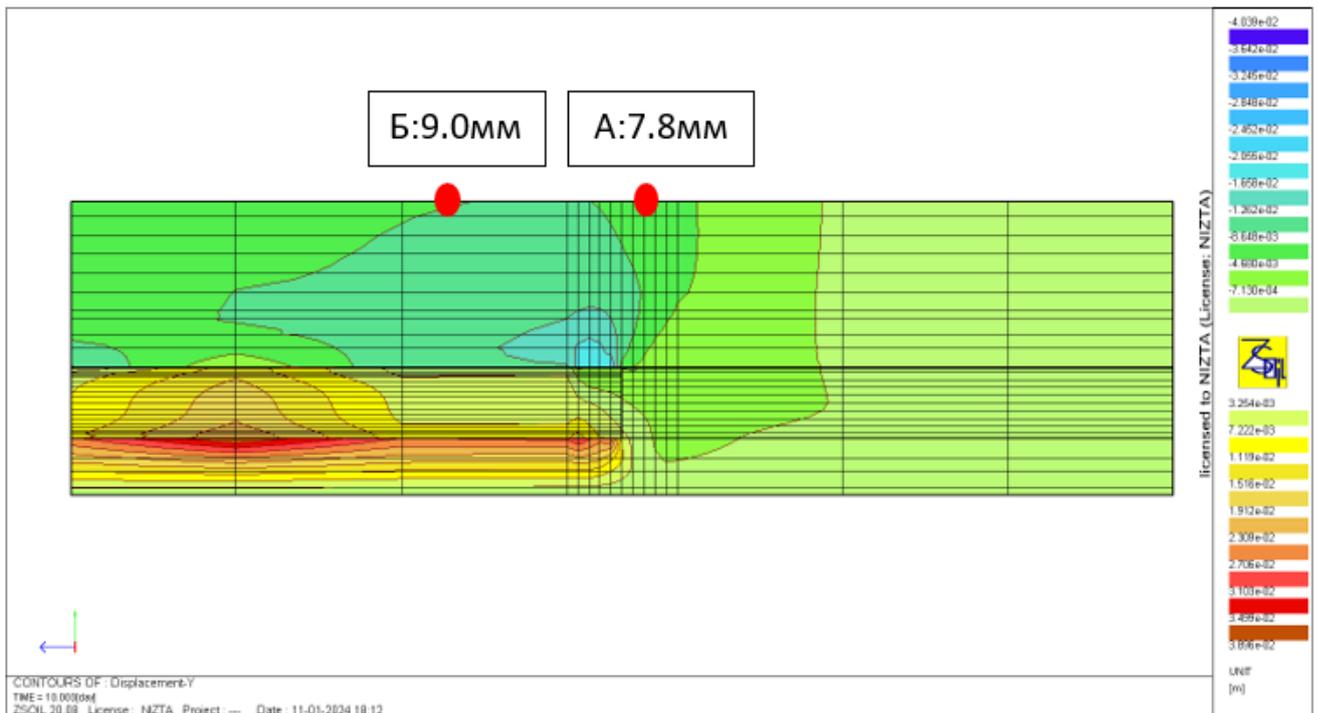


Рисунок 2.6 - Изополя вертикальных перемещений грунтового массива
 (Расчет 4)

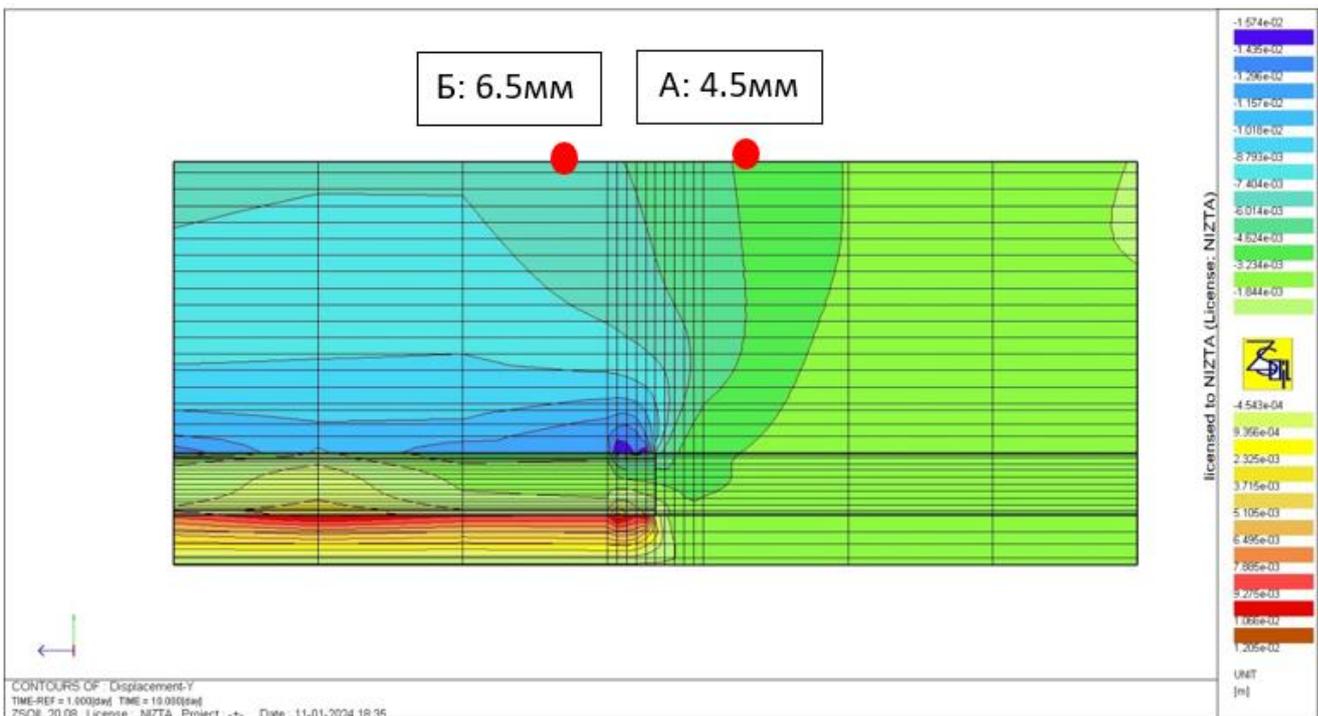


Рисунок 2.7 - Изополя вертикальных перемещений грунтового массива
 (Расчет 5)

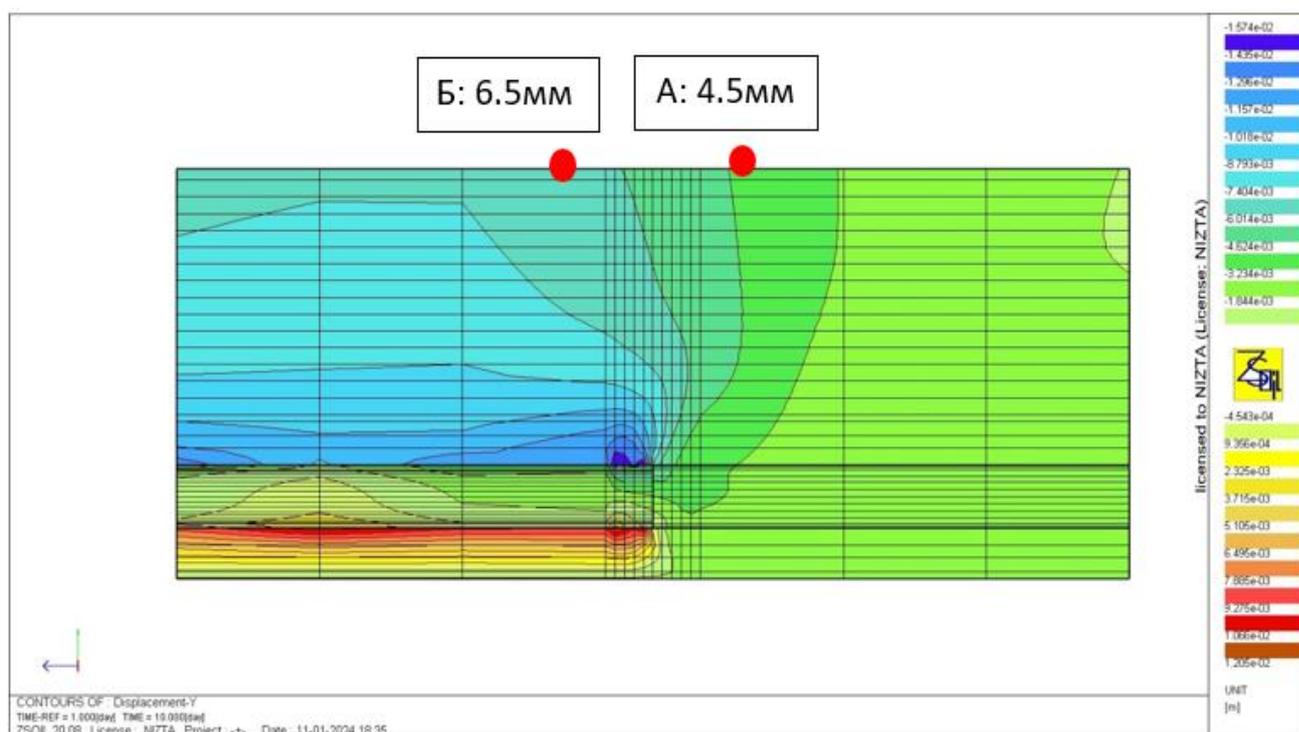


Рисунок 2.8 - Изополя вертикальных перемещений грунтового массива
(Расчет 6)

В то же время, приведённые выше результаты показали, что осадки земной поверхности за щитом во всех расчётах стабилизировались на расстоянии равном 3,0 – 3,5 диаметра щита. Поскольку такое расстояние согласуется с, имеющейся в литературных источниках, информацией, в диссертационной работе расстояние до сечения за щитом, в котором определялись максимальные осадки, было принято равным 3,0 диаметра щита.

2.2.2 Исследование деформирования земной поверхности в сечении максимальных осадок.

Цель, изложенных в этом параграфе исследований, заключалась в получении уравнения регрессии для определения осадки земной поверхности над шельгой свода тоннеля в сечении, где осадки после прохождения щита стабилизируются и достигают максимального значения $S_{z \max}$, оказывая наибольшее влияние на перемещения, вмещающего тоннель, массива грунта.

Конечно – элементная сетка расчётного сечения показана на рисунке 2.9.

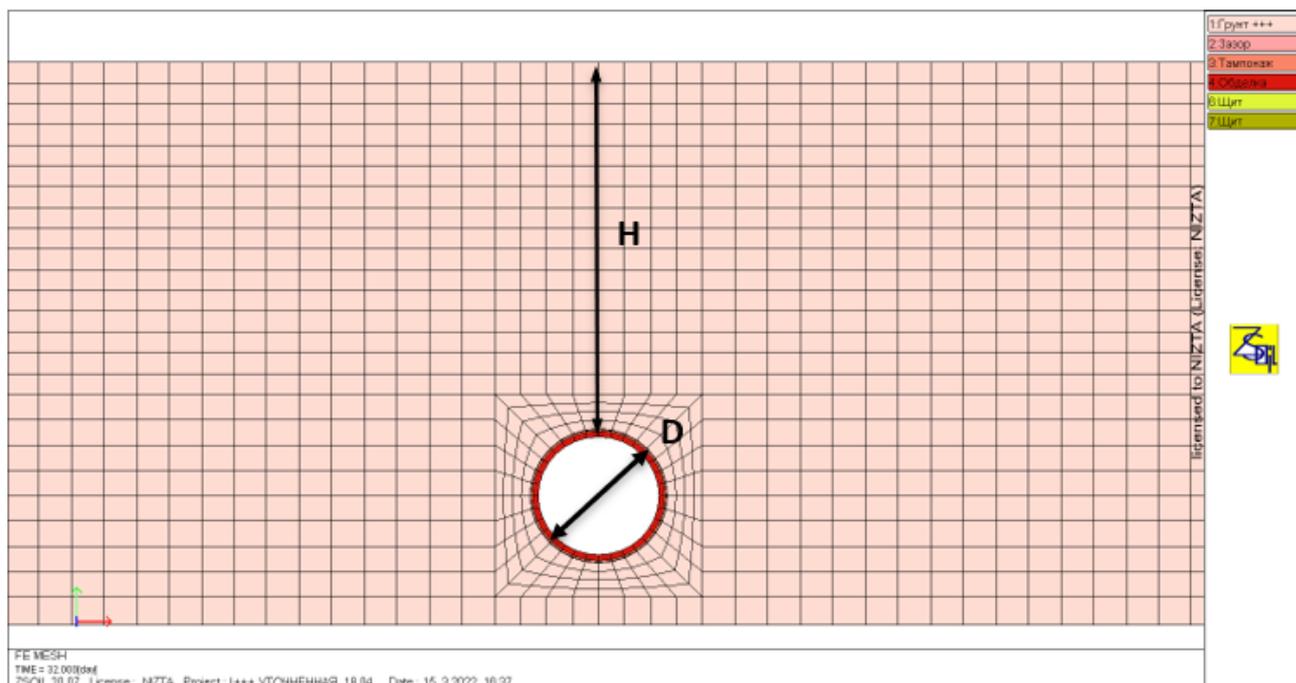


Рисунок 2.9 - Конечно – элементная сетка расчётного сечения
(H - глубина заложения, D_T – диаметр тоннеля)

По результатам численного моделирования в соответствии с матрицей планирования эксперимента в каждом расчётном случае, зная значение $S_{z \max}$, и используя эпюры изополей вертикальных перемещений массива грунта (рисунок 2.10), строились эпюры мульды осадок земной поверхности. Эти кривые сравнивались с эпюрами, построенными по эмпирической зависимости [13], наиболее часто используемой в настоящее время в инженерной практике.

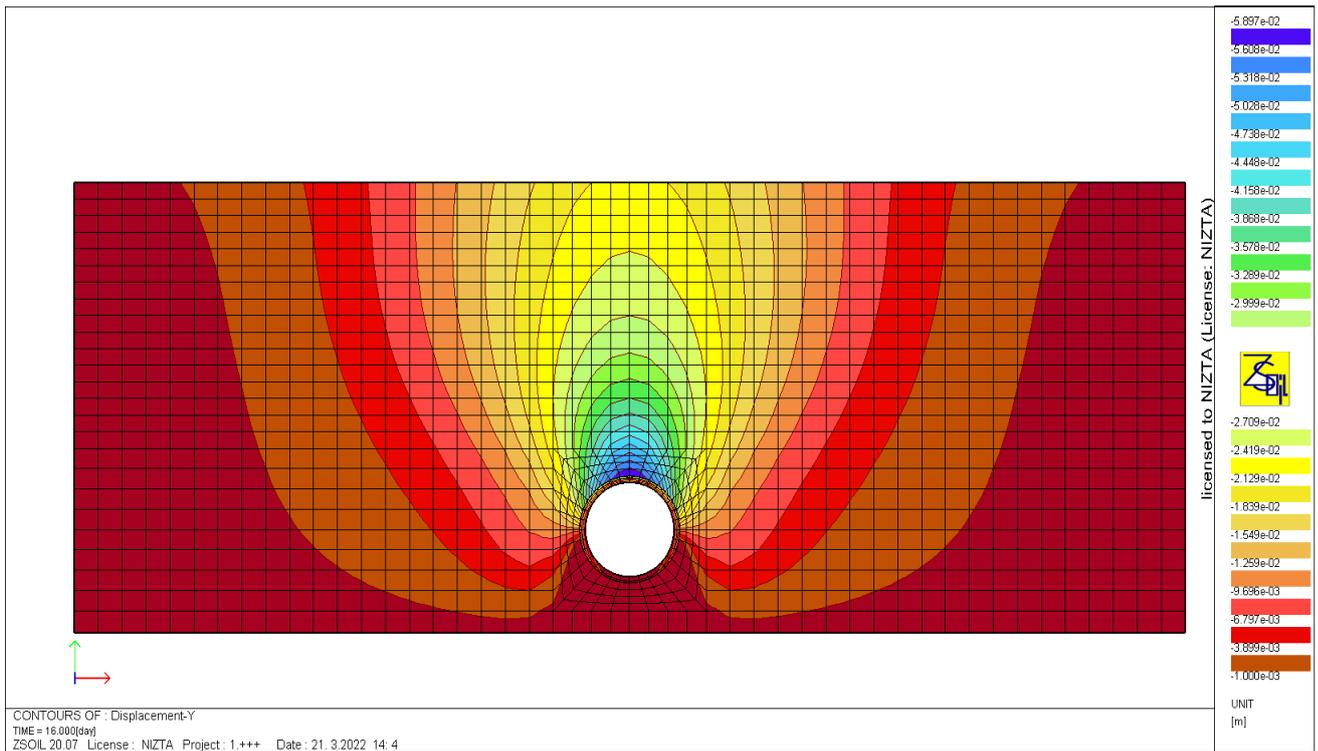


Рисунок 2.10 - Изополя вертикальных перемещений грунтового массива (поперечное сечение, расчёт 1)

Ниже, на рисунках (рисунок 2.11–2.18) показаны эпюры осадок поверхности массива грунта, построенные на расстоянии трёх диаметров за щитом.

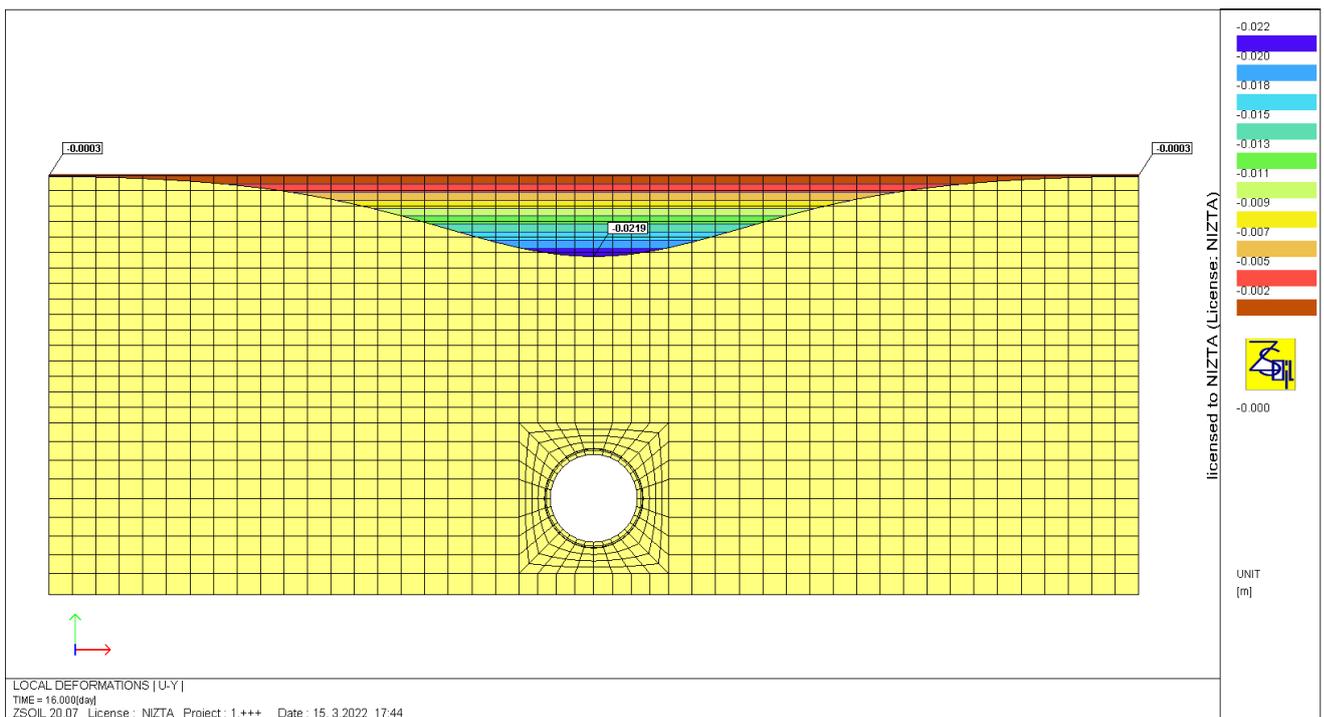


Рисунок 2.11 - Муфта оседания дневной поверхности (Расчёт 1)

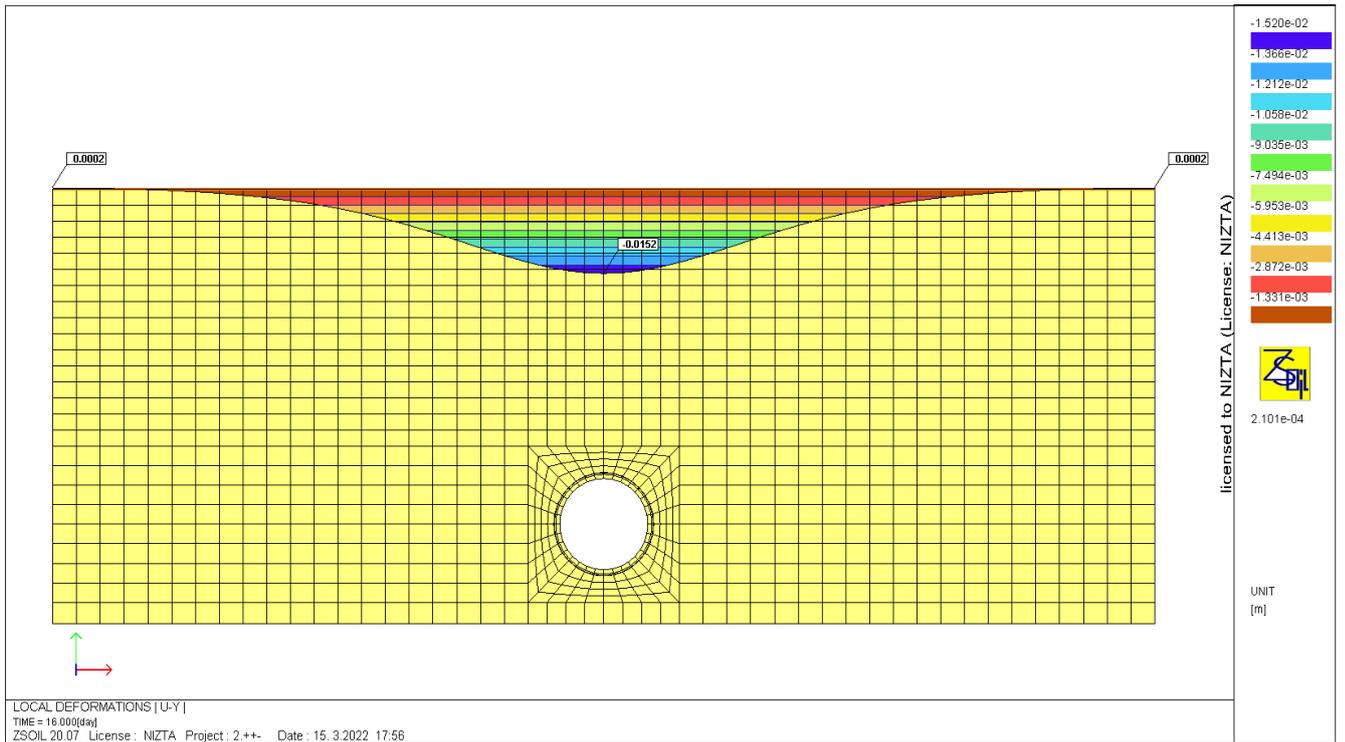


Рисунок 2.12 - Мульда оседания дневной поверхности(Расчёт 2)

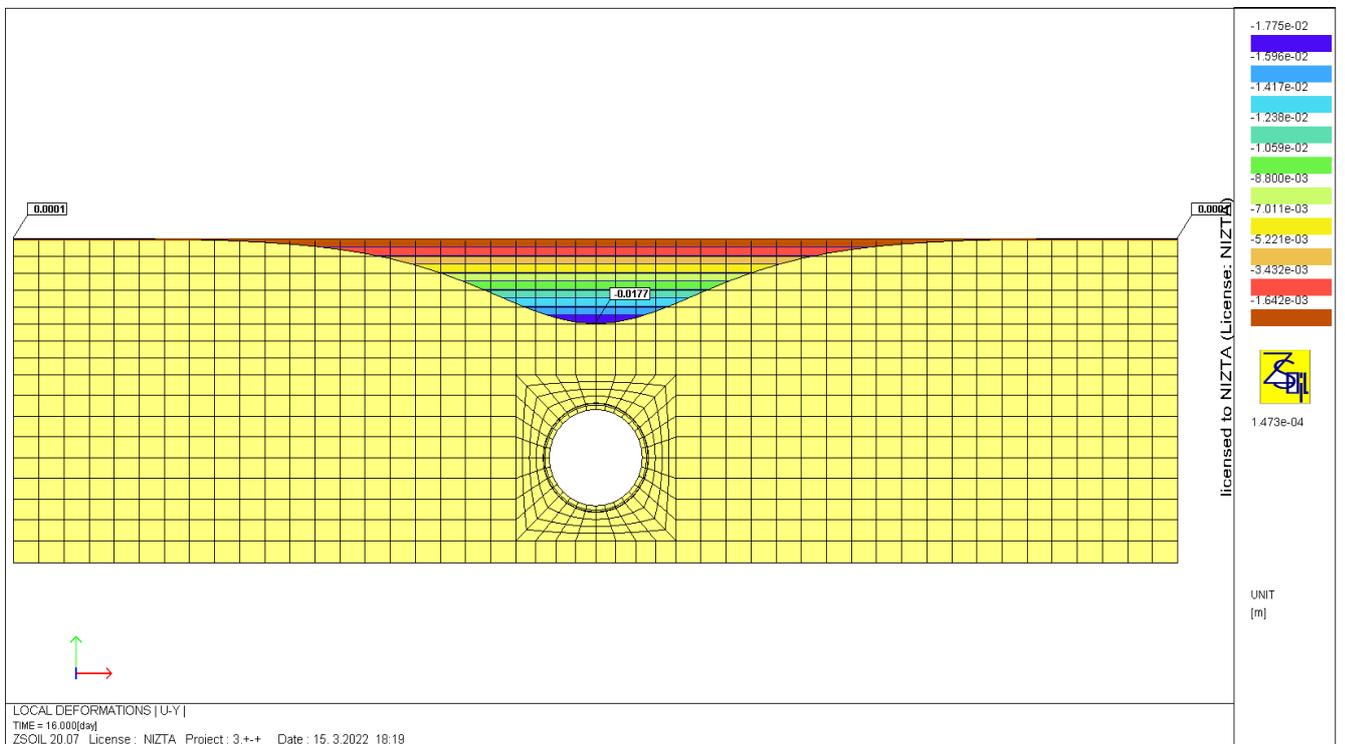


Рисунок 2.13 - Мульда оседания дневной поверхности
(Расчёт 3)

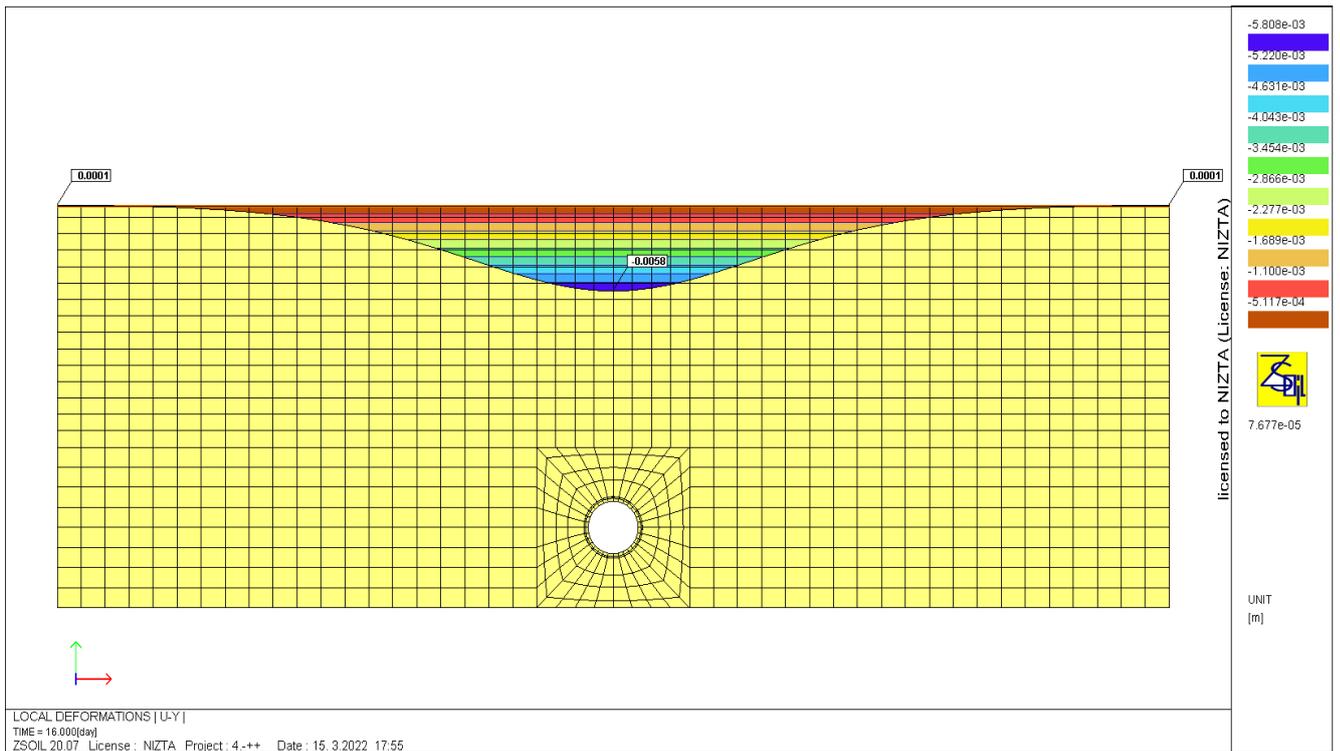


Рисунок 2.14 - Муфта оседания дневной поверхности
 (Расчёт 4)

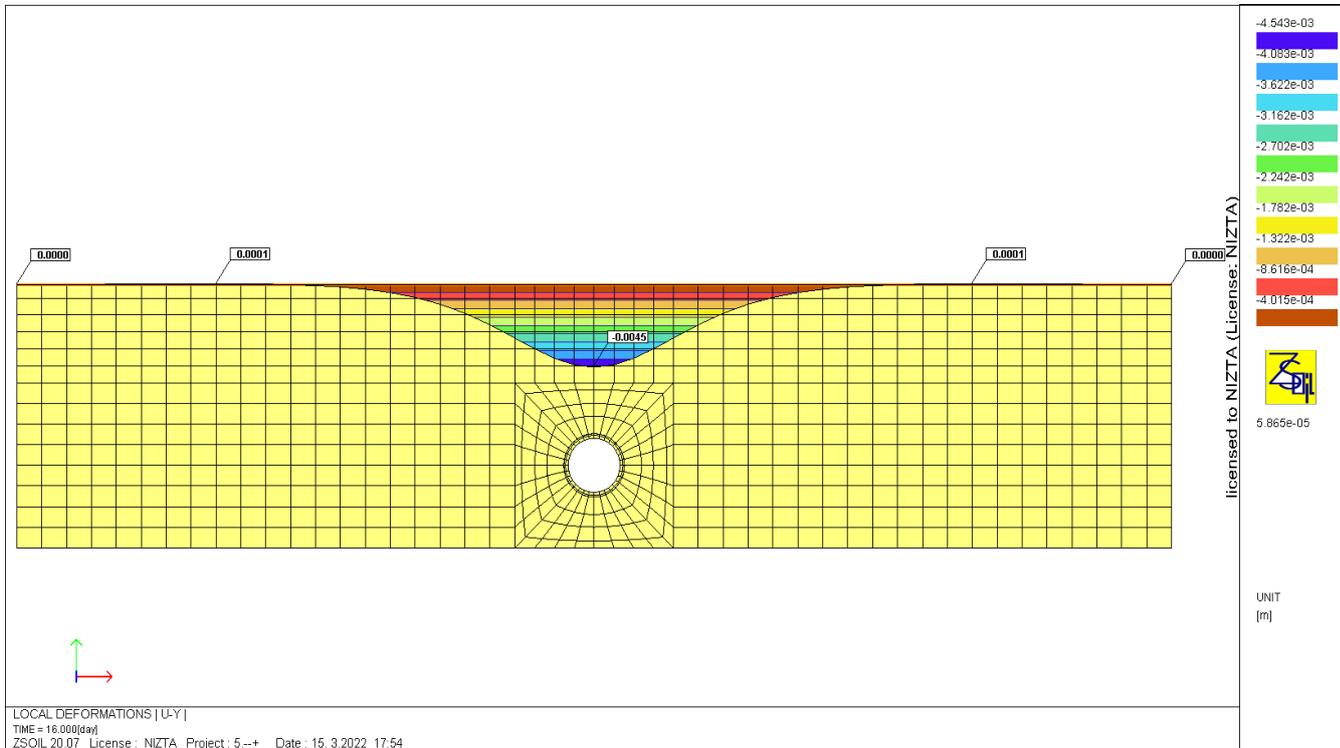


Рисунок 2.15 - Муфта оседания дневной поверхности
 (Расчёт 5)

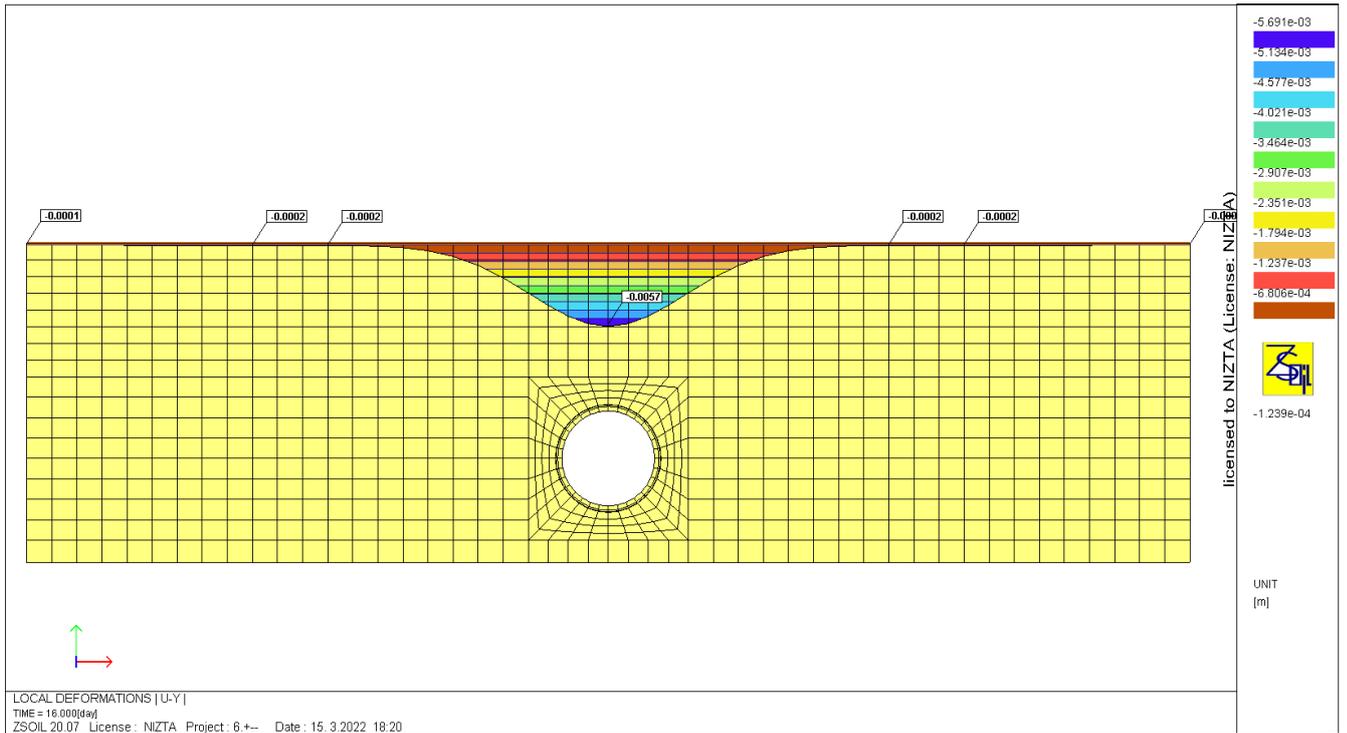


Рисунок 2.16 - Мульда оседания дневной поверхности
 (Расчёт 6)

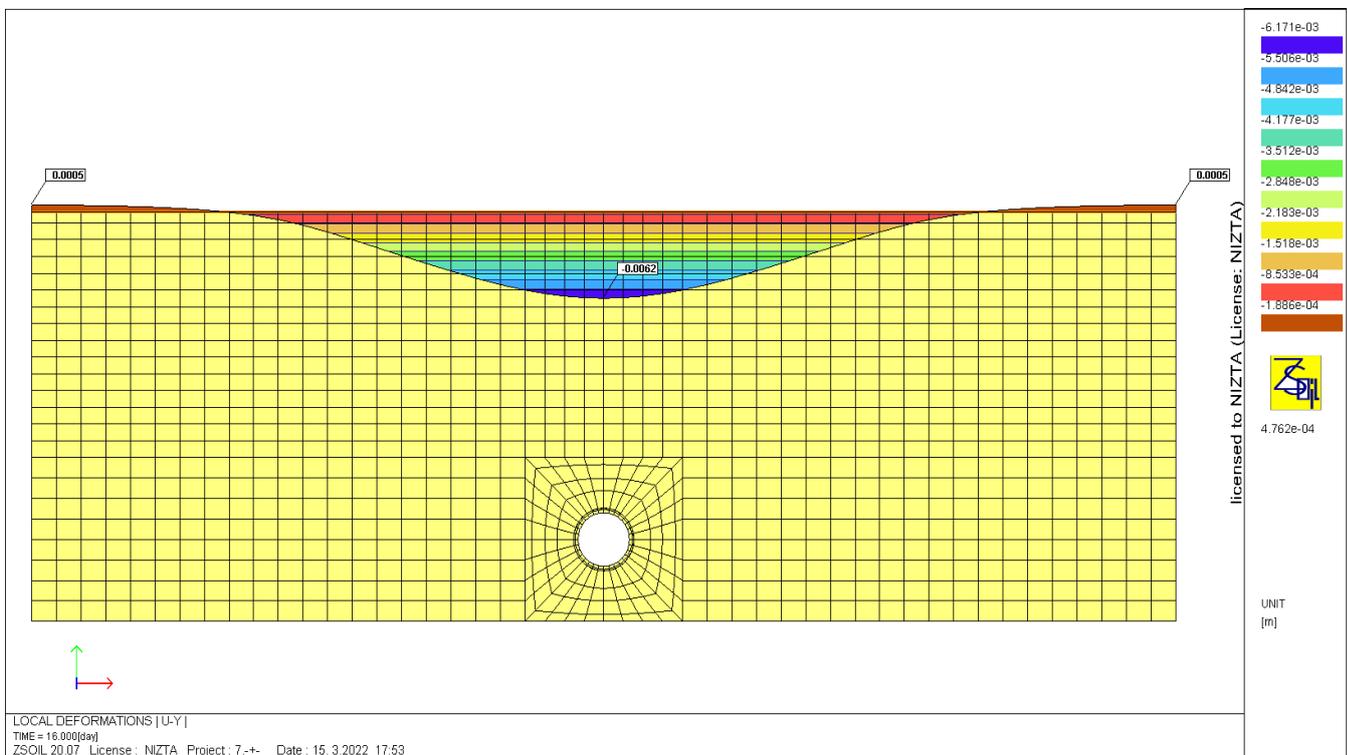


Рисунок 2.17 - Мульда оседания дневной поверхности
 (Расчёт 7)

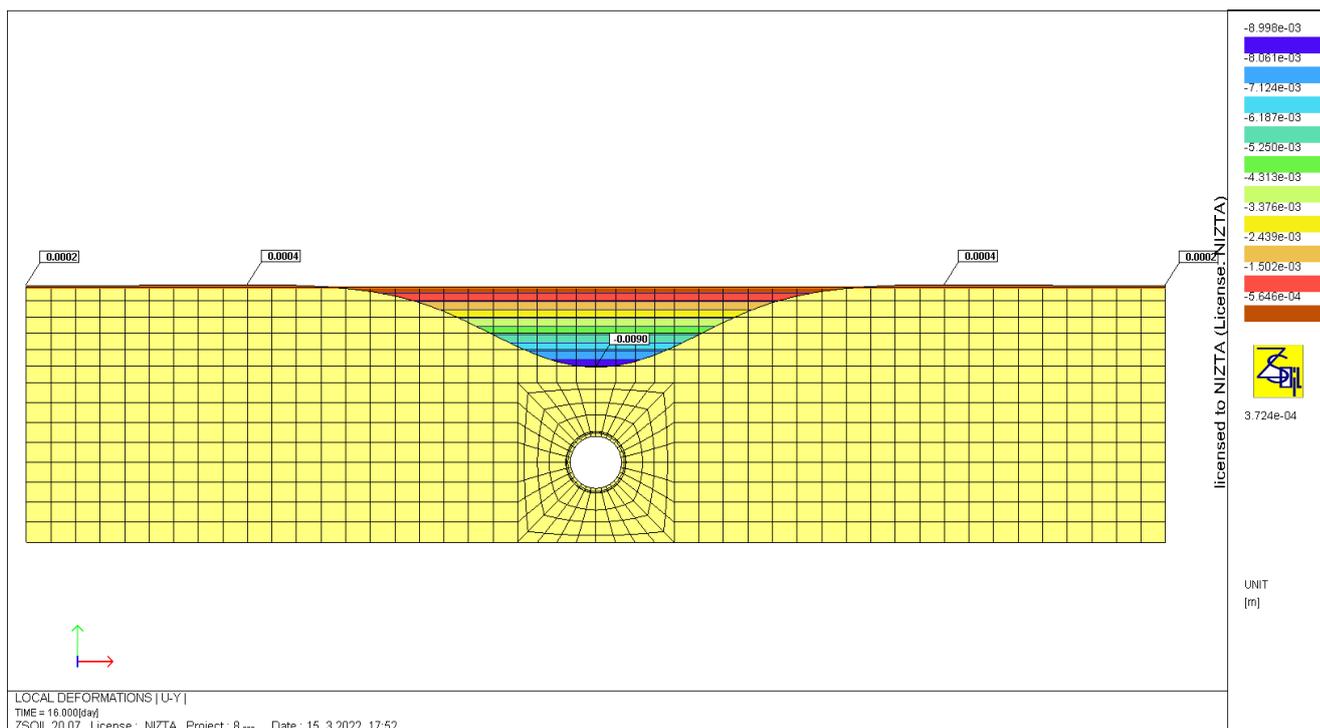


Рисунок 2.18 - Муфта оседания дневной поверхности
(Расчёт 8)

2.3 Математико-статистический анализ результатов численных исследований. Уравнение регрессии

В таблице 2.2. приведена матрица планирования эксперимента в натуральных значениях факторов. Для обработки результатов необходимо составить матрицу планирования экспериментов в кодированных значениях факторов X_1 , X_2 , X_3 .

У каждого фактора есть область определения – это совокупность всех значений, который он может принимать, и эти значения варьируются нижним и верхним уровнями [35]. Основываясь на полнофакторном эксперименте – $N = 2^3$, (N - число экспериментов) в таблице 2.1. представлена матрица планирования экспериментов, как в натуральных, так и в кодированных значениях факторов.

Таблица 2.2- Матрица планирования эксперимента [14]

№ опыта	Факторы в натуральном виде			Факторы в кодированном виде				Выходной параметр $S_{z \max}$, (максимальная осадка грунта)
	D_T , м	H , м	$E_{гр}$, МПа	X_0	X_1	X_2	X_3	Y , мм
1	10	30	30	+1	+1	+1	+1	-21,9
2	10	30	6	+1	+1	+1	-1	-15,2
3	10	15	30	+1	+1	-1	+1	-17,7
4	6	30	30	+1	-1	+1	+1	-5,8
5	6	15	30	+1	-1	-1	+1	-4,5
6	10	15	6	+1	+1	-1	-1	-5,7
7	6	30	6	+1	-1	+1	-1	-6,2
8	6	15	6	+1	-1	-1	-1	-9,0

Расчётное значение критерия Стьюдента t_p в данной математической модели равно: $t_p=2,82$

Расчётное значение критерия Фишера F_p в данной математической модели равно: $F_p=5,15$

Табличное значение критерия Фишера $F_T = 5,32$

Если $F_p < F_T$, то уравнение является адекватным.

Коэффициента детерминации в данном случае равен: $R^2=0,81$

Уравнение, соответствует инженерной точности расчёта, если $R^2 \geq 0,8$

После обработки результатов численных расчётов в соответствии с матрицей планирования экспериментов на основе регрессионного анализа было получено уравнение регрессии для вычисления максимальных осадок поверхности грунта над шельгой свода тоннеля, которое имело следующий вид в кодированных значениях факторов [13]:

$$\begin{aligned}
S_{z \max} = & 96.925 + 25.275 \times X_1 + 69.3 \times X_2 - 74,625 \times X_3 \\
& + 28.55 \times X_1 \times X_2 - 15.375 \times X_1 \times X_3 - 61.3 \\
& \times X_2 \times X_3 - 24.25 \times X_1 \times X_2 \times X_3
\end{aligned} \tag{2.4}$$

Для перевода кодированных значений факторов в натуральные значения использовались следующие формулы:

$$X_1 = \left[\frac{D-8}{2} \right] \tag{2.5}$$

$$X_2 = \left[\frac{H-22,5}{7,5} \right] \tag{2.6}$$

$$X_3 = \left[\frac{E-18}{12} \right] \tag{2.7}$$

Подставив определенные по формулам (2.5–2.7) значения X в уравнение (2.4), получим уравнение регрессии (2.8) для определения максимальных осадок земной поверхности над тоннелем в массиве глинистых грунтов, выраженное через натуральные значения факторов при любой их комбинации в принятых пределах варьирования:

$$\begin{aligned}
S_{z \max} = & 96.925 + 25.275 \times \left[\frac{D-8}{2} \right] + 69.3 \times \left[\frac{H-22,5}{7,5} \right] - \\
& 74,625 \times \left[\frac{E-18}{12} \right] + 28.55 \times \left[\frac{D-8}{2} \right] \times \left[\frac{H-22,5}{7,5} \right] - 15.375 \times \left[\frac{D-8}{2} \right] \times \\
& \left[\frac{E-18}{12} \right] - 61.3 \times \left[\frac{H-22,5}{7,5} \right] \times \left[\frac{E-18}{12} \right] - 24.25 \times \left[\frac{D-8}{2} \right] \times \left[\frac{H-22,5}{7,5} \right] \times \left[\frac{E-18}{12} \right]
\end{aligned} \tag{2.8}$$

В качестве примера в таблице 2.3 приведено сравнение значений S_{max} , подсчитанных по уравнению (2.8), с результатами численного моделирования при произвольной комбинации значений факторов [13].

Таблица 2.3- Сравнение $S_{z \max}$ с результатами численного моделирования [13]

№ опыта	Факторы в натуральном виде			Выходной параметр полученные по уравнению регрессии	Выходной параметр полученные по МКЭ	Сравнение результатов
	D_T , м	H, м	$E_{гр}$, МПа	$Y_{ур}$, мм	$Y_{МКЭ}$, мм	%
1	10	30	30	-19,3	-21,9	12
2	10	30	6	-18,3	-15,2	17
3	10	15	30	-20,7	-17,7	14
4	6	30	30	-4,9	-5,8	16
5	6	15	30	-5,1	-4,5	12
6	10	15	6	-6,7	-5,7	15
7	6	30	6	-5,6	-6,2	10
8	6	15	6	-9,9	-9,0	9

Результаты сравнения показывают, что значения максимальных осадок $S_{z \max}$, посчитанные для рассмотренных случаев двумя способами, различаются в пределах 9 – 17%, что соответствует точности инженерных расчетов [14]. Ниже приведено сравнение кривых осадок земной поверхности, построенных по результатам численного моделирования и по расчётам, выполненных с использованием значений $S_{z \max}$ (таблица 2.3).

2.4 Сопоставление мульд оседания дневной поверхности, построенных с помощью полученных уравнений регрессии и по результатам численного моделирования

В первой главе отмечалось, что, впервые, основываясь на результатах натуральных наблюдений, в работе [70] для построения кривой осадок поверхности грунтового массива (мульды оседания) была предложена формула (2.9), соответствующая кривой распределения Гаусса:

$$S_z = S_{\max} \cdot \exp\left(\frac{-x^2}{2i^2}\right) \quad (2.9)$$

где S_z – осадка земной поверхности на расстоянии x от вертикальной оси тоннеля; S_{\max} – максимальная осадка, при $x = 0$; i – расстояние от оси тоннеля до точки перегиба кривой осадок [14] (рисунок 2.19).

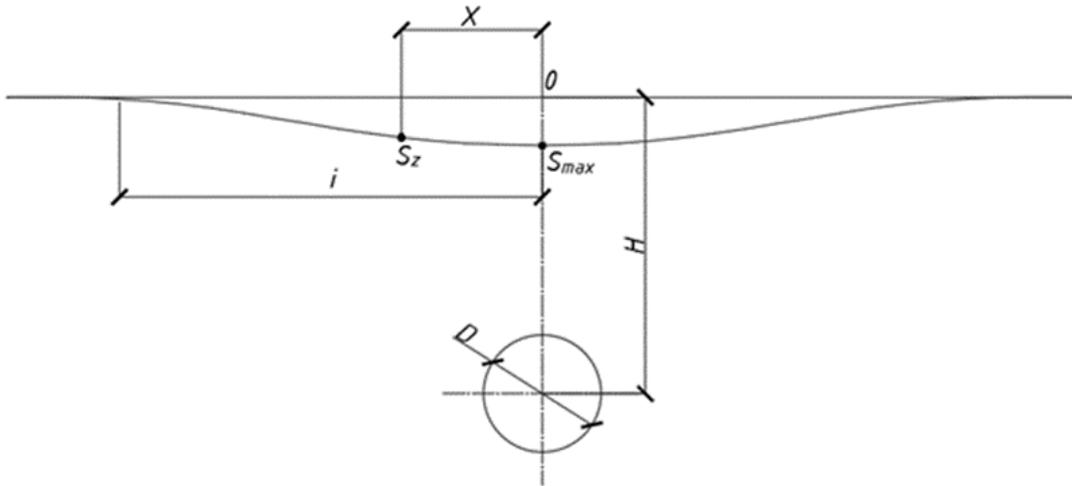


Рисунок 2.19 - Построение расчётной мульды оседания земной поверхности

Поскольку эту формулу и сейчас наиболее часто применяют в инженерной практике, все кривые осадок в рассматриваемых исследованиях строились с её помощью. Формула (2.9) показывает, что для определения осадок в пределах мульды оседания необходимо знать значения параметр i . Для нахождения параметра i , расстояние до точки перегиба кривой мульды осадок, характеризующее ширину мульды оседания, использовалась, указанная в [26], зависимость [14]:

$$i \cong R + H_1 \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (2.10)$$

где, H_1 – глубина заложения тоннеля; R – радиус тоннеля.

С использованием, посчитанных по формулам (2.9) и (2.10) значений $S_{z \max}$ и i , во всех расчётных случаях с использованием формулы (2.8) по координате x были построены кривые мульды оседания земной поверхности (таблицы 2.4–2.10).

Кроме того, для сравнения, были построены муьды по результатам численных расчетов (рисунок 2.20-2.27).

Расчёт 1

Таблица 2.4- Исходные данные

R, м	H, м	$E_{гр}$, МПа
5	30	30

Таблица 2.5- Результаты расчетов

Риск											
X, м	0,00	5,00	10,00	15,00	20,00	25,00	30,00	35,00	40,00	45,00	50,00
S_z , мм	-19,30	-18,80	-17,36	-15,21	-12,64	-9,96	-7,44	-5,28	-3,55	-2,26	-1,37

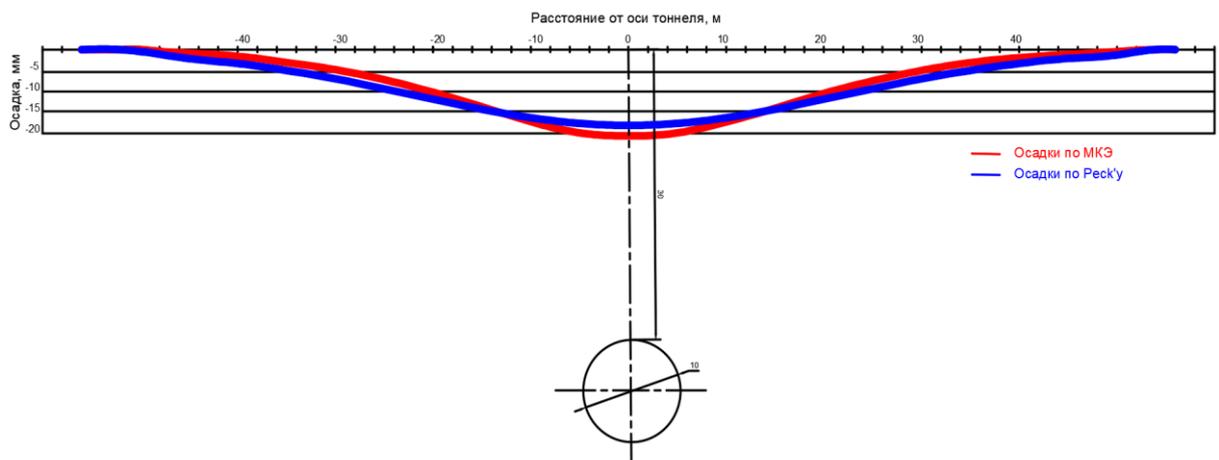


Рисунок 2.20 - Муьда оседания земной поверхности

Расчёт 2

Таблица 2.6- Исходные данные

R, м	H, м	$E_{гр}$, МПа
5	30	6

Таблица 2.7- Результаты расчетов

Риск											
X, м	0,00	5,00	10,00	15,00	20,00	25,00	30,00	35,00	40,00	45,00	50,00
S_z , мм	-18,3	-17,82	-16,46	-14,42	-11,98	-9,44	-7,06	-5,00	-3,36	-2,14	-1,30

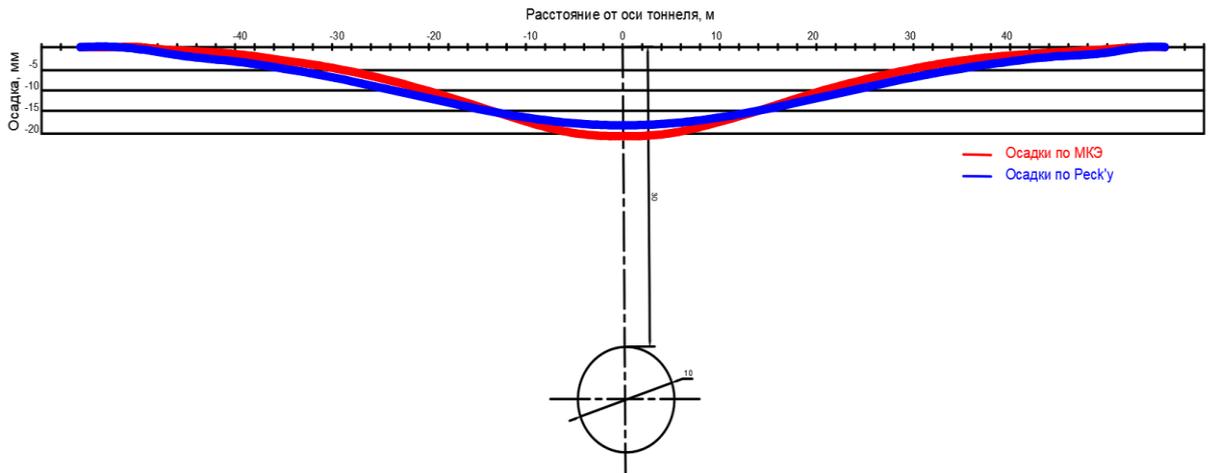


Рисунок 2.21 - Мульда оседания земной поверхности

Расчёт 3

Таблица 2.8- Исходные данные

R, м	H, м	$E_{гр}$, МПа
5	15	30

Таблица 2.9- Результаты расчетов

Peck											
X, м	0,00	5,00	10,00	15,00	20,00	25,00	30,00	35,00	40,00	45,00	50,00
S_z , мм	-20,70	-18,89	-14,36	-9,09	-4,79	-2,10	-0,77	-0,23	-0,06	-0,01	-0,00

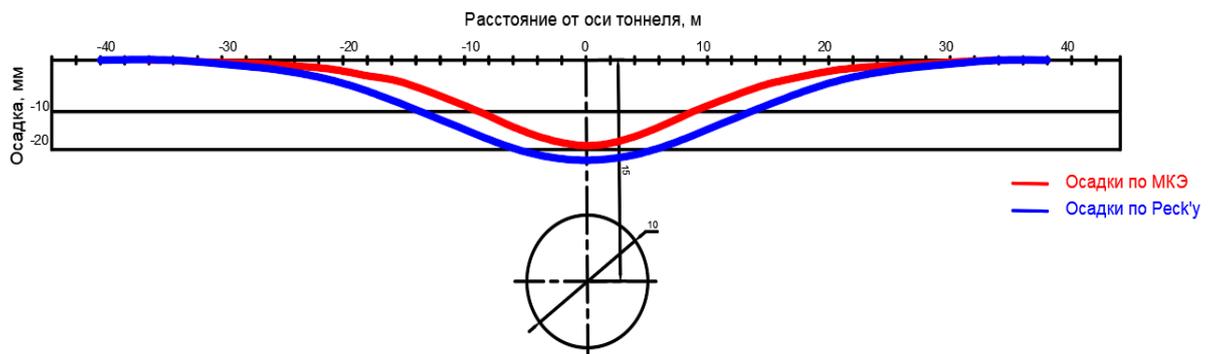


Рисунок 2.22 - Мульда оседания земной поверхности

Расчёт 4

Таблица 2.10- Исходные данные

R, м	H, м	E _{гр} , МПа
3	30	30

Таблица 2.11- Результаты расчетов

Рек											
X, м	0,00	5,00	10,00	15,00	20,00	25,00	30,00	35,00	40,00	45,00	50,00
S _z , мм	-4,90	-4,76	-4,38	-3,80	-3,12	-2,42	-1,78	-1,23	-0,81	-0,50	-0,29

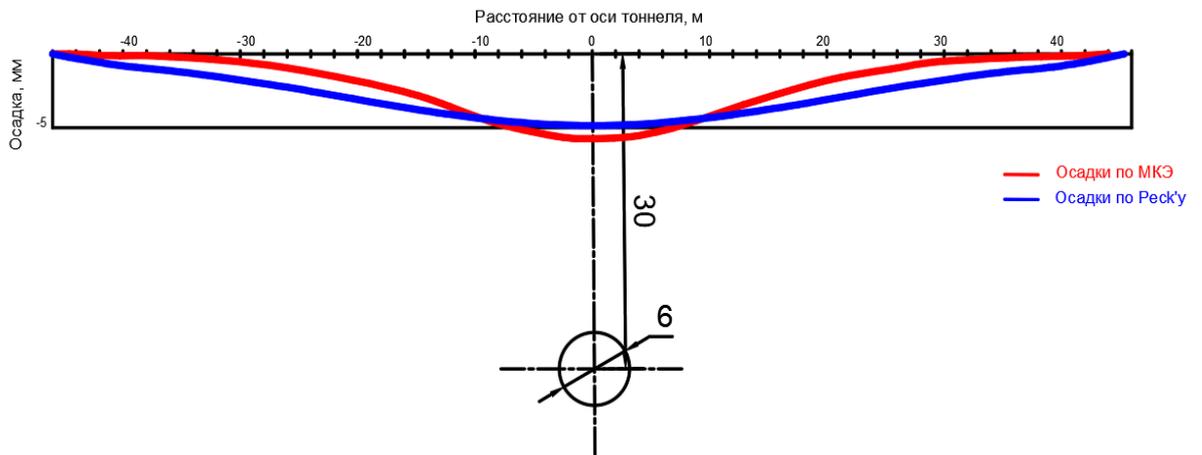


Рисунок 2.23 - Мульда оседания земной поверхности

Расчёт 5

Таблица 2.12- Исходные данные

R, м	H, м	E _{гр} , МПа
3	15	6

Таблица 2.13- Результаты расчетов

Рек											
X, м	0,00	5,00	10,00	15,00	20,00	25,00	30,00	35,00	40,00	45,00	50,00
S _z , мм	-5,10	-4,60	-3,38	-2,02	-0,99	-0,39	-0,13	-0,03	-0,01	-0,00	-0,00

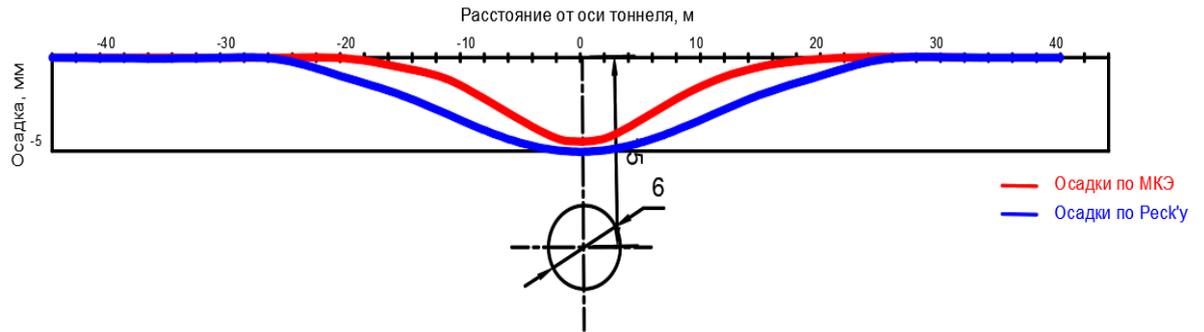


Рисунок 2.24- Мульда оседания земной поверхности

Расчёт 6

Таблица 2.14- Исходные данные

R, м	H, м	$E_{гр}$, МПа
3	15	6

Таблица 2.15- Результаты расчетов

Peck											
X, м	0,00	5,00	10,00	15,00	20,00	25,00	30,00	35,00	40,00	45,00	50,00
S_z , мм	-6,7	-6,11	-4,65	-2,94	-1,55	-0,68	-0,25	-0,08	-0,02	-0,00	-0,00

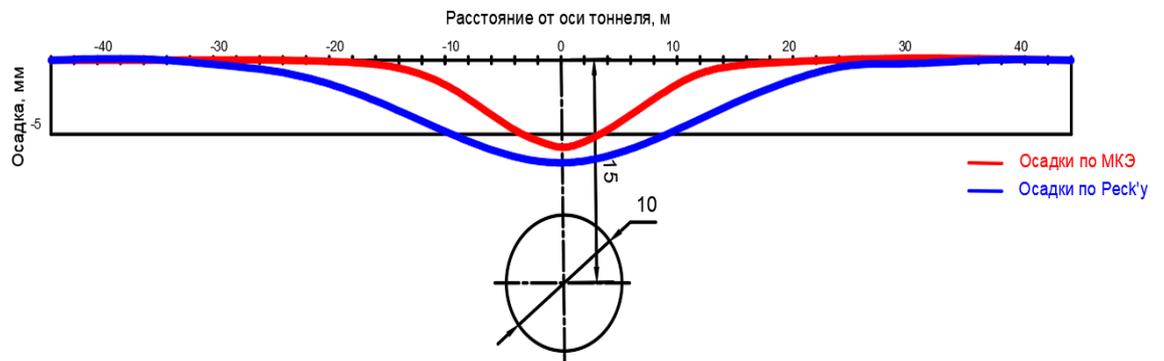


Рисунок 2.25 - Мульда оседания земной поверхности

Расчёт 7

Таблица 2.16- Исходные данные

R, м	H, м	$E_{гр}$, МПа
3	15	6

Таблица 2.17- Результаты расчетов

Риск											
X, м	0,00	5,00	10,00	15,00	20,00	25,00	30,00	35,00	40,00	45,00	50,00
S _z , мм	-5,60	-5,44	-5,00	-4,35	-3,57	-2,77	-2,03	-1,41	-0,92	-0,57	-0,34

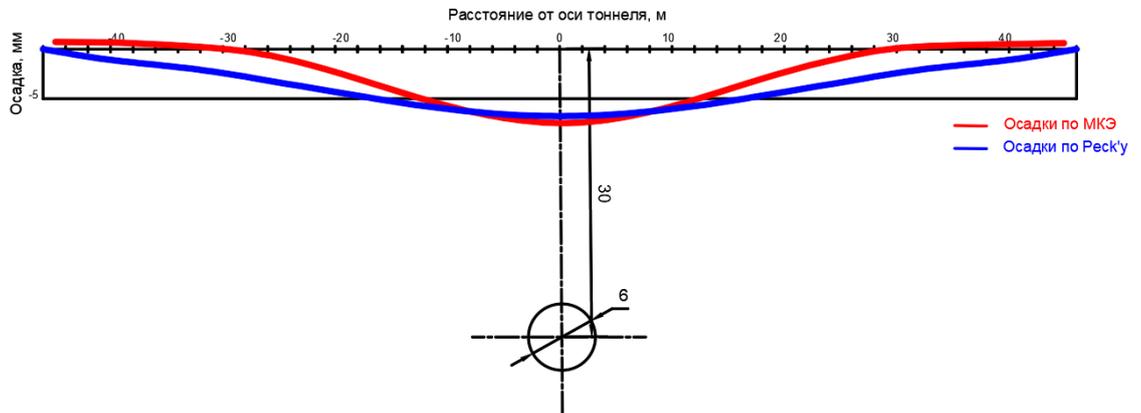


Рисунок 2.26 - Мульда оседания земной поверхности

Расчёт 8

Таблица 2.18- Исходные данные

R, м	H, м	E _{гр} , МПа
3	15	6

Таблица 2.19- Результаты расчетов

Риск											
X, м	0,00	5,00	10,00	15,00	20,00	25,00	30,00	35,00	40,00	45,00	50,00
S _z , мм	-9,90	-8,93	-6,56	-3,93	-1,91	-0,76	-0,25	-0,06	-0,01	-0,00	-0,00

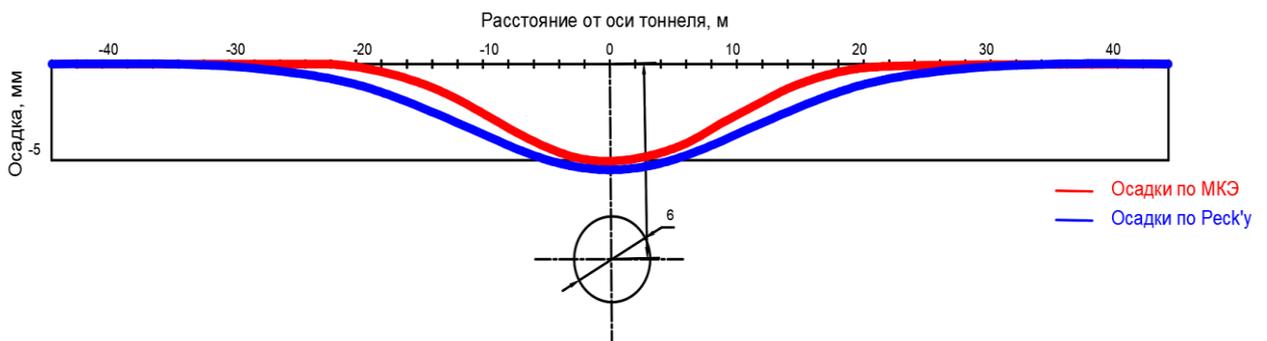


Рисунок 2.27 - Мульда оседания земной поверхности

Аналогичное уравнение регрессии (2.11) было получено для определения максимальных осадок над шельгой свода тоннеля в песчаных грунтах, после чего, как и в предыдущем случае, были построены эпюры расчётных кривых осадок, а также проведено их сравнения с кривыми осадок, построенными по результатам численного моделирования. Сопоставление показало их сходимость в пределах 10 – 22%, что практически совпадает с результатами, полученными для глинистых грунтов.

$$\begin{aligned}
 S_{\max} = & 58,8375 + 23,7125 \times \left[\frac{D-8}{2} \right] + 28,4625 \times \left[\frac{H-22,5}{7,5} \right] - 39,3875 \times \left[\frac{E-18}{12} \right] + \\
 & 11,1875 \times \left[\frac{D-8}{2} \right] \times \left[\frac{H-22,5}{7,5} \right] - 15,5625 \times \left[\frac{D-8}{2} \right] \times \left[\frac{E-18}{12} \right] - 22,5625 \times \left[\frac{H-22,5}{7,5} \right] \times \\
 & \left[\frac{E-18}{12} \right] - 9,8875 \times \left[\frac{D-8}{2} \right] \times \left[\frac{H-22,5}{7,5} \right] \times \left[\frac{E-18}{12} \right]
 \end{aligned} \quad (2.11)$$

Точность расчётов по уравнениям (2.8 и 2.11) позволяет заключить, что предлагаемая методика построения мульды осадок земной поверхности в сечениях, нормальных продольной оси тоннеля, за щитом на расстоянии 3-х её диаметров может быть использована при сравнении вариантов на предварительной стадии проектирования тоннелей в городских условиях [14].

Результаты проведенных исследований позволяют сделать следующие выводы.

Выводы по Главе 2

1. По результатам численного моделирования в трехмерной постановке получены данные о механизме формирования мульды оседания поверхности грунта и деформациях грунтового массива при щитовой проходке тоннеля. В результате:

-показано, что геометрические размеры мульды оседания земной поверхности при моделировании в пространственной постановке меньше, по сравнению с определенными, как это принято по существующей практике при моделировании в условиях плоской задачи;

- установлено расстояние за щитом, при котором осадки земной поверхности возрастают в точке схода его оболочки со смонтированного кольца обделки, стабилизируются и принимают максимальные значения.

Указанные результаты численного моделирования подтверждаются натурными наблюдениями и позволяют повысить точность определения размеров зоны влияния движения щита на состояние фундаментов зданий, расположенных в зоне проходческих работ, что необходимо для обеспечения нормальной безаварийной эксплуатации существующей городской застройки.

2. Предложен способ моделирования объёма грунта, смещающегося в направлении движения щита (объём «потерянного» грунта) и соответствующего объёму мульды оседания земной поверхности, который заключается в том, что при составлении конечно-элементной пространственной сетки этот объём моделируется эквивалентным зазором между оболочкой щита и грунтовым массивом, смыкание которого обуславливает величину «потерянного» объёма.

3. Полученные в результате математико-статистического регрессионного анализа результатов численного эксперимента уравнения регрессии позволили разработать методику расчета и построения мульды осадок земной поверхности и определения перемещений точек грунтового массива в призме его оседания. Адекватность уравнений подтверждается значением коэффициента детерминации ($r^2 = 0.81 \geq 0,8$), что позволяет рекомендовать их для практического использования [13].

4. Разработанная методика расчета мульды оседания земной поверхности позволяет с достаточной точностью оценить, вызванные щитовой проходкой тоннеля, осадки и крены зданий на фундаментах мелкого заложения. Её также можно использовать для определения подвижек грунтового массива в пределах глубины заложения тоннеля, знание которых необходимо для предварительной оценки влияния щитовой проходки на работу свай, расположенных в зоне оседающего грунта.

ГЛАВА 3 ИССЛЕДОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ ЩИТОВОЙ ПРОХОДКИ ТОННЕЛЯ НА РАБОТУ ОДИНОЧНОЙ СВАИ

Настоящее исследование выполнено с целью детального изучения механизма влияния щитовой проходки тоннеля на работу свай фундаментов существующих зданий городской застройки, зависимости этого влияния от различных факторов и установления закономерностей, необходимых для разработки новых и совершенствования существующих методик его учета при проектировании проходческих работ.

Необходимость проведения указанных исследований и разработки соответствующей методики расчета обоснована в первой главе настоящей диссертационной работы и подтверждается наблюдениями за осадками зданий в г. Москве при строительстве новых линий метрополитена.

3.1 Численные исследования влияния щитовой проходки тоннеля на работу одиночной сваи

Опыт научных исследований как в нашей стране, так и за рубежом подтверждает возможность использования численных экспериментов при изучении взаимодействия фундаментов, включая и свайные, с грунтами основания для получения качественных и количественных результатов, позволяющих установить необходимые для разработки новых и совершенствования существующих расчетных методов закономерностей.

3.1.1 Материалы и методы

В отличие от численных исследований развития деформаций грунтового массива при щитовой проходке тоннеля, выполненных с применением ПК Z-SOIL-2019, численные исследования этого влияния на работу одиночной сваи выполнялись с использованием ПК ABAQUS 2017 [35]. Имея те же, что и ПК Z-

SOIL-2019 функциональные возможности для решения геотехнических задач, ПК ABAQUS 2017 обладает значительно более развитым графическим блоком, что позволяет нагляднее представлять результаты исследований в графическом виде (в нашем случае это эпюры распределения осевых усилий и изгибающих моментов в сваях), что значительно облегчает их анализ.

При проведении исследований грунт в расчётной конечно-элементной сетке моделировался упругопластической моделью, основанной на критерии разрушения Мора-Кулона, железобетонные свая и тоннель - упругой моделью.

Контактный элемент устанавливался между свайей и грунтом для имитации сил трения на ее боковой поверхности в соответствии с моделью Мора-Кулона [13]. Принималось, что поверхность сваи находится в контакте с грунтом при относительном смещении между ними менее 5,0 мм ($\gamma_{crit} = 5$ мм), при большем смещении происходит сдвиг грунта по свае. Коэффициент трения грунта по свае принимался равным 0,32.

Модели поведения материалов и расчетные характеристики материалов свай, тоннеля и грунта, использованные в проведенных исследованиях, приведены в таблице 3.1 [11].

Таблица 3.1 – Модели поведения и расчетные характеристики материалов [11]

Свойства	Настоящее исследование	
	Тоннель и свая	Грунт
Модели поведения материалов	Линейно-упругая	Упруго-пластическая
Удельный вес γ , (кН/м ³)	-	16,5
Коэффициент Пуассона ν	0,15	0,30
Модуль деформации $E_{гр}$, (кПа)	-	7500
Модуль упругости бетона E_b , (кПа)	21747500	-
Удельное сцепление c , (кПа)	-	15
Угол внутреннего трения ϕ , (град)	-	32
Угол дилатансии ψ , (град)	-	0,1
Коэф. бокового давления грунта K_0	-	0,5

Влияние щитовой проходки тоннеля на работу сваи определялось в зависимости от расположения ее нижнего конца относительно горизонтальной оси тоннеля (выше оси тоннеля, на глубине, равной глубине расположения оси тоннеля, и на глубине, превышающей глубину заложения тоннеля), расстояния от вертикальной оси тоннеля до сваи по горизонтали и условий закрепления ее верхнего конца (свободная голова сваи, голова сваи заделана в жесткий недеформируемый ростверк или соединена с ростверком шарнирно) [11]. Изучение и анализ литературных источников, выполненный в первой Главе, показал, что указанные факторы являются ключевыми, интегрально определяющими степень влияния проходки тоннеля на работу свай.

В проведенных исследованиях диаметр тоннеля составлял $D_T = 6,0$ м; длина тоннеля $L_T = 40,0$ м; диаметр сваи $d_{св} = 1,0$ м; глубина проходки тоннеля $Z_T = 25,0$ м; расстояние от оси тоннеля до оси сваи принимало значения $S = 6, 9, 12$ м; длина сваи $L_{св} = 15, 25, 35$ м [11].

Расчет выполнялся по одностадийной схеме. Расчетная схема и геометрические размеры конечно-элементной модели представлены на рисунке 3.1[11].

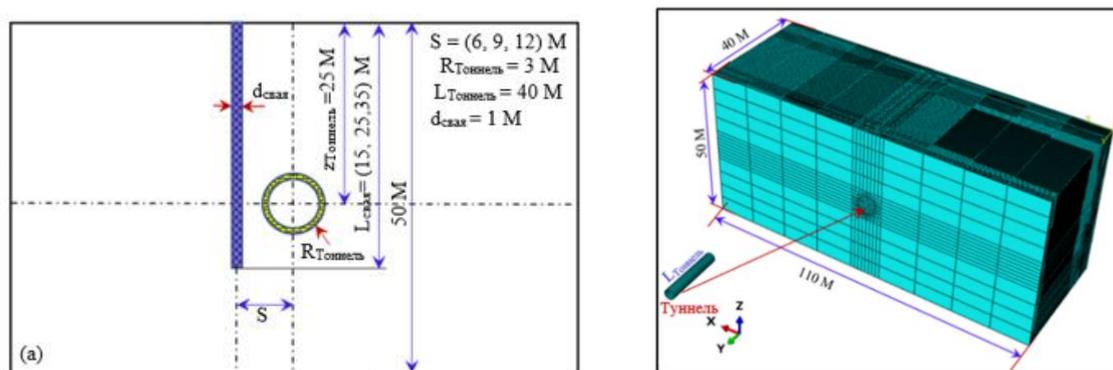


Рисунок 3.1 - (а) Расчетная схема; (б) 3D конечно-элементная модель

3.1.2 Результаты проведенных исследований

Поскольку свая под воздействием оседающей толщи грунта получает изгиб, касательные и краевые напряжения на ее боковой поверхности в точках А, В, С будут различными, как это показано на рисунке 3.2.

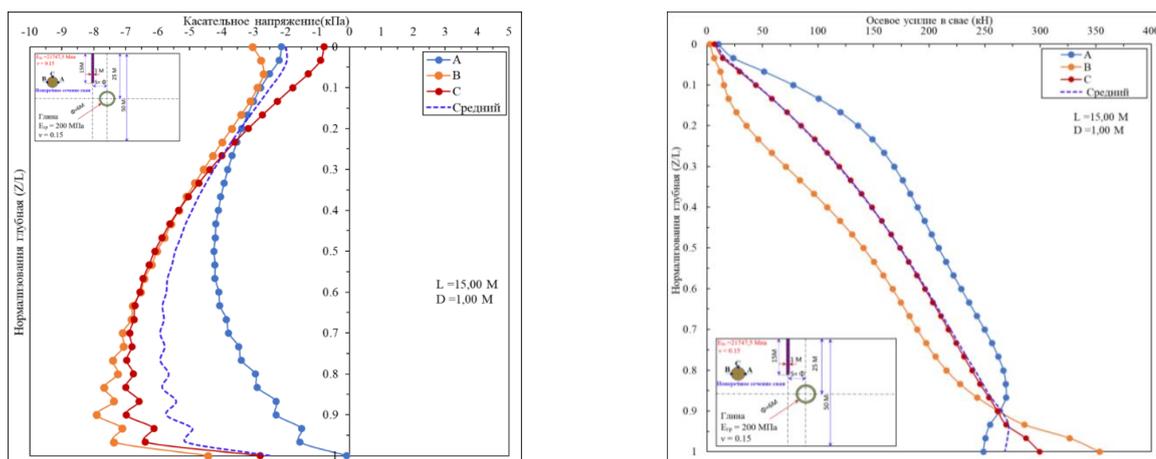


Рисунок 3.2 – Распределение касательных (а) и краевых (в) напряжений по длине сваи

Для удобства анализа ниже будут рассмотрены графики осредненных значений касательных напряжений по боковым поверхностям свай.

3.1.2.1 Сваи со свободной головой при их одинаковом удалении от оси тоннеля

На рисунке 3.3 показаны эпюры распределения касательных напряжений по боковым поверхностям трех свай, расположенных на одинаковом расстоянии от тоннеля, но имеющих различную длину, в результате чего их нижние концы расположены выше тоннеля (короткие сваи - $L_{CB}/Z_T > 1$), на уровне оси тоннеля [13] (сваи средней длины - $L_{CB}/Z_T = 1$) и ниже оси тоннеля (длинные сваи - $L_{CB}/Z_T < 1$).

Из рисунка видно, что у короткой сваи, полностью расположенной в призме оседающего грунта, отрицательные касательные напряжения развиваются по всей ее длине, постепенно увеличиваясь с глубиной, и достигают максимального значения у нижнего конца сваи [13].

Когда длина сваи равна глубине расположения оси туннеля (свая средней длины) или превышает ее (длинная свая), в верхней части сваи возникает отрицательное трение до глубины пересечения ее оси с призмой оседания грунта над тоннелем, а ниже – положительное [13].

На рисунке 3.4 для тех же свай показано распределение осевых усилий по их длине. Из рисунка видно, что у короткой сваи максимальное осевое усилие приходится на ее нижний конец, а у сваи средней длины и длинной максимальные осевые усилия возникают на уровне плоскости, разделяющей отрицательные и положительные касательные напряжения по боковым поверхностям свай. Эту плоскость принято называть нейтральной или нулевой плоскостью, а глубину, на которой она расположена – нейтральной глубиной. Знание глубины расположения нейтральной плоскости необходимо для определения дополнительных усилий на сваю, вызванных оседанием грунта при проходке туннеля [13].

Эпюры горизонтальных смещений (прогибов) рассматриваемых свай показаны на рисунке 3.5. Из рисунка видно, что короткая свая, полностью расположенная в призме оседания грунта, смещается по всей длине в одном положительном по оси абсцисс направлении, а максимальное горизонтальное смещение получает ее нижний конец [13]. Изгибающие моменты у короткой сваи невелики и практически не меняют свой знак. Горизонтальные смещения длинных свай и свай средней длины, пересекающих в нижней части границу призмы оседания грунта, происходят в двух противоположных направлениях, что вызывает развитие в их сечениях существенных изгибающих моментов [13]. Максимальный изгибающий момент у длинных свай развивается на уровне оси туннеля, а у свай средней длины на 3, 4 м выше ее уровня (рисунок 3.6).

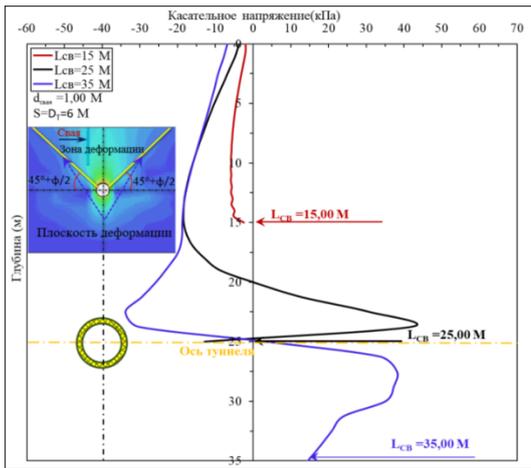


Рисунок 3.3 - Распределение касательных напряжений по боковым поверхностям свай

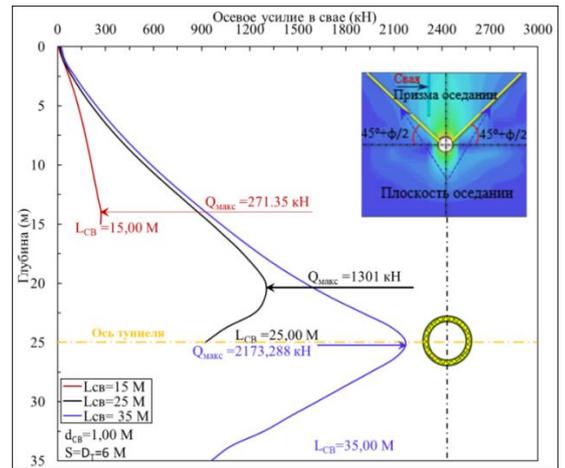


Рисунок 3.4 - Распределение осевых усилий в стволе свай по ее длине

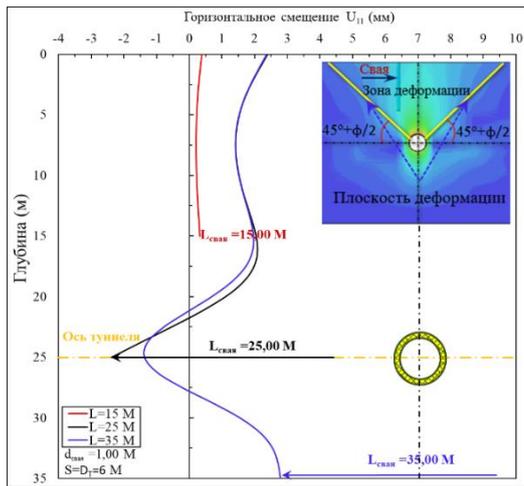


Рисунок 3.5 - Горизонтальные смещения свай

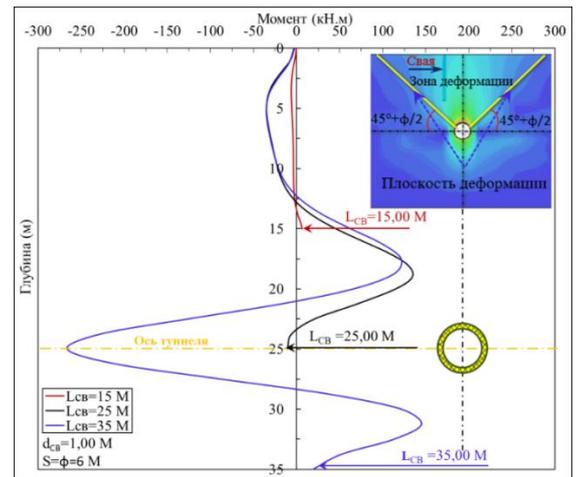


Рисунок 3.6 - Распределение изгибающих моментов в стволе свай по глубине

3.1.2.2 Сваи со свободной головой при их различном удалении от оси тоннеля

Для свай тех же длин, но при их различном расстоянии от вертикальной оси тоннеля, численные расчеты показали следующие результаты.

На рисунке 3.7-3.10 приведены эпюры распределения касательных напряжений, осевых усилий, горизонтальных смещений (прогибов) и изгибающих моментов для коротких свай, расположенные на различном расстоянии 6, 9 и 12 м от тоннеля. Аналогичные эпюры для свай средней длины и длинных свай показаны на рисунке 3.11–3.14 и 3.15–3.18 соответственно.

$$L_{св} = 15 \text{ м}; S = 6; 9; 12 \text{ м}$$

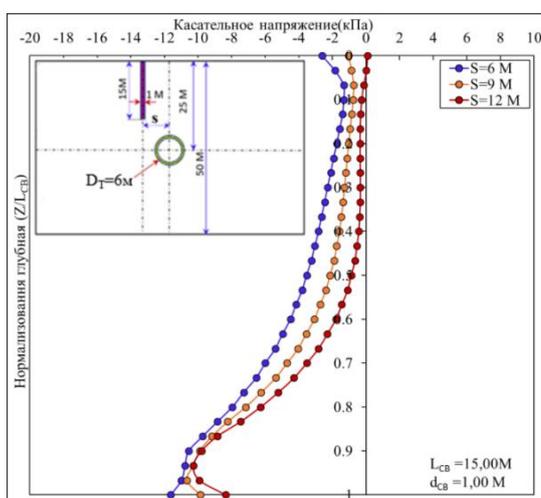


Рисунок 3.7 - Распределение касательных напряжений по боковым поверхностям свай

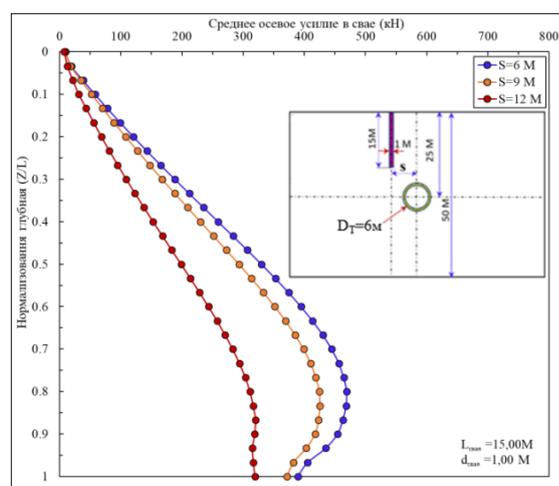


Рисунок 3.8 - Распределение осевых усилий в стволе сваи по ее длине

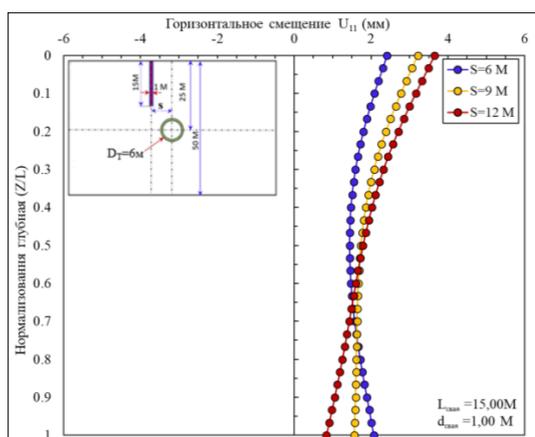


Рисунок 3.9 - Горизонтальные смещения свай

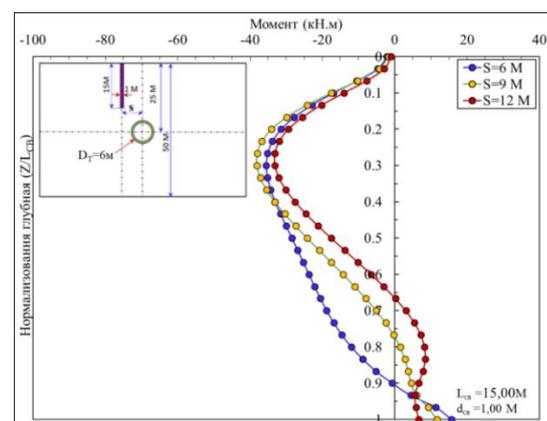


Рисунок 3.10 - Распределение изгибающих моментов в стволе сваи по глубине

$$L_{св} = 25 \text{ м}; S = 6; 9; 12 \text{ м}$$

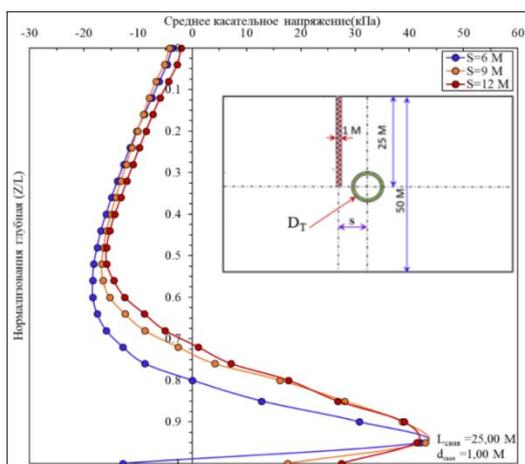


Рисунок 3.11 - Распределение касательных напряжений по боковым поверхностям свай

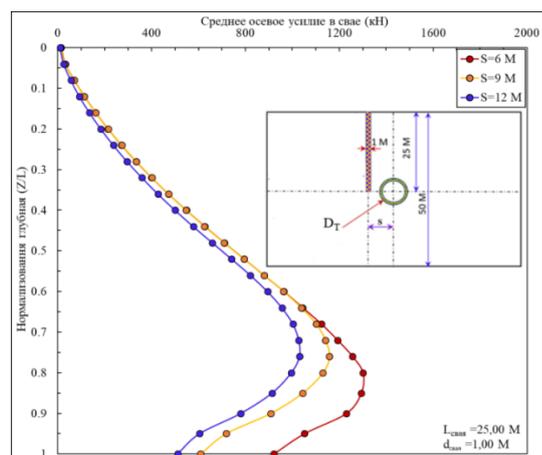


Рисунок 3.12 - Распределение осевых усилий в стволе свай по ее длине

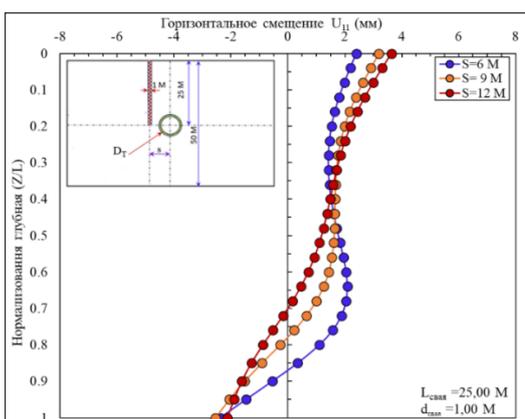


Рисунок 3.13 - Горизонтальные смещения свай

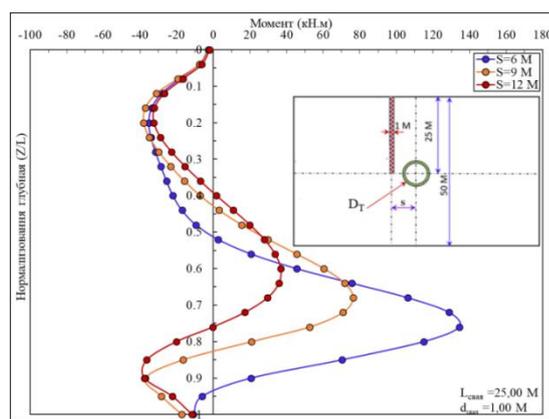


Рисунок 3.14 - Распределение изгибающих моментов в стволе свай по глубине

$L_{св}=35\text{ м}; S=6; 9; 12\text{ м}$

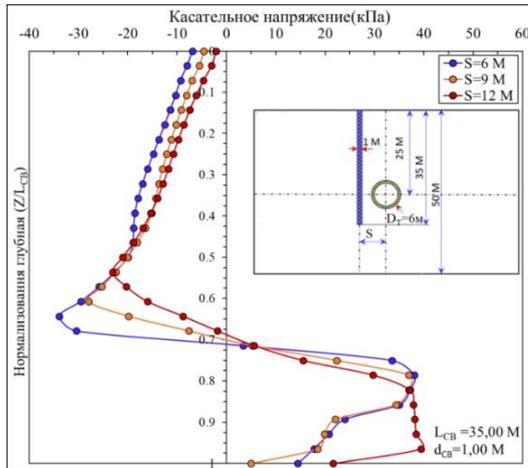


Рисунок 3.15 - Распределение касательных напряжений по боковые поверхности свай

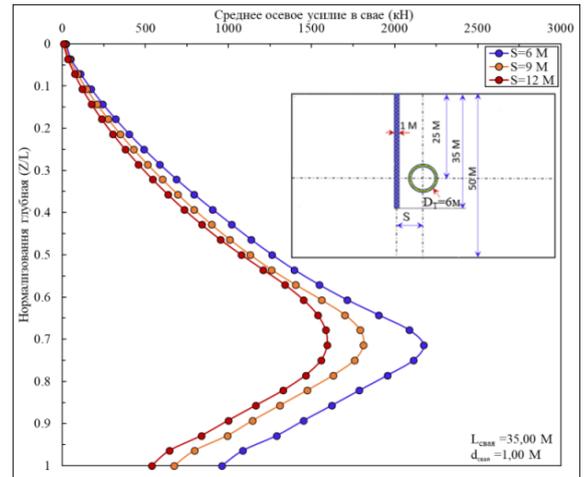


Рисунок 3.16 - Распределение осевых усилий в стволе сваи по ее длине

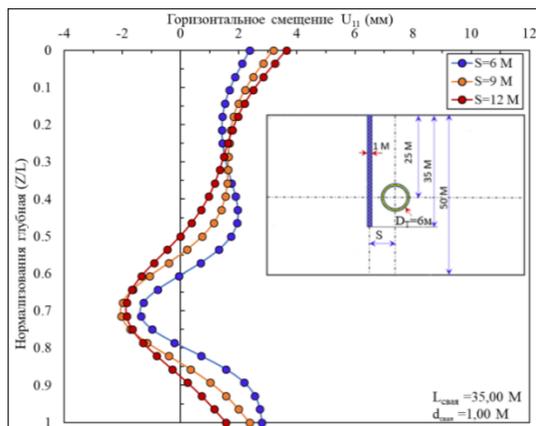


Рисунок 3.17 - Горизонтальные смещения свай

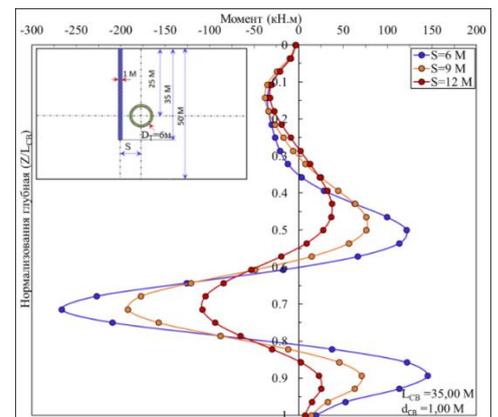


Рисунок 3.18 - Распределение изгибающих моментов в стволе сваи по глубине

Выполненные расчеты показали, что по мере удаления свай от оси тоннеля влияние его проходки на развитие касательные напряжения на боковых поверхностях свай, дополнительных осевых усилий в сваях, горизонтальных смещения свай и вызванных ими изгибающих моментов снижается. Наибольшая интенсивность снижения этого влияния зафиксирована при увеличении расстояния

от сваи до тоннеля от 6 до 9 м (от 1 до $1,5D_T$) Расстояние, на котором влияние проходки тоннеля на НДС сваи сходит на нет, составляет порядка 3-5 D_T [11].

3.1.2.3 Сваи с шарнирным и жестким сопряжением с недеформируемым ростверком

При изучении влияния типа сопряжения сваи с ростверком (шарнирное или жесткое) на ее напряженно-деформированное состояние при проходке тоннеля на смещения головы сваи были наложены следующие ограничения [11]:

- при шарнирном сопряжении $U_X=U_Y=U_Z=0$, где $U_X=U_Y=U_Z$ – смещения по трем осям X, Y, и Z;

- при жестком сопряжении к этим трем ограничениям добавляется четвертое, запрещающее поворот головы сваи в уровне ее заделки в ростверк – $\Psi=0$.

Полученные по результатам выполненных расчетов с учетом указанных ограничений эпюры распределения касательных напряжений по боковым поверхностям свай, распределения осевых усилий по их длине, горизонтальных смещений свай и изгибающих моментов приведены на рисунке 3.19-3.22 и показали следующее [11].

Сопряжение головы сваи с ростверком приводит к снижению касательных напряжений на ее боковой поверхности по сравнению со сваем со свободной головой (рисунок 3.19) и, как следствие, к снижению осевых усилий в ее стволе (рисунок 3.20). Это объясняется уменьшением горизонтального реактивного отпора грунта на боковую поверхность сваи при ограничении ее горизонтального смещения ростверком, (рисунок 3.21) [11].

Тип сопряжения мало влияет на величину горизонтального смещения сваи (рисунок 3.21), но оказывает заметное влияние на изгибающие моменты в ее стволе. При жесткой заделке головы сваи в ростверк они существенно больше (рисунок 3.22) [11].

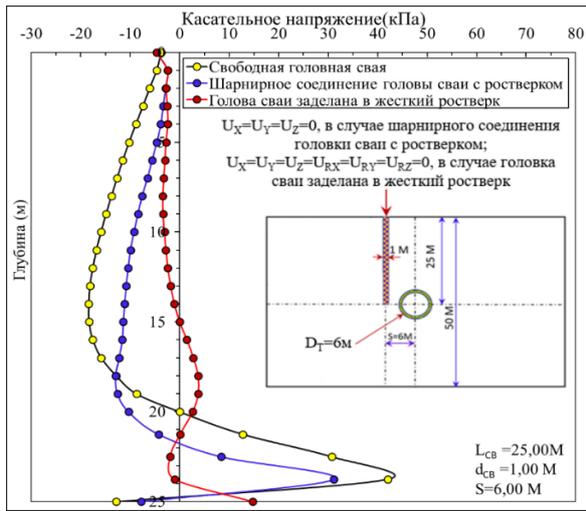


Рисунок 3.19 - Распределение касательных напряжений по боковым поверхностям свай со свободной головой и при их сопряжении с ростверком при $L_{CB} = 25$ м и $S = 6$ м

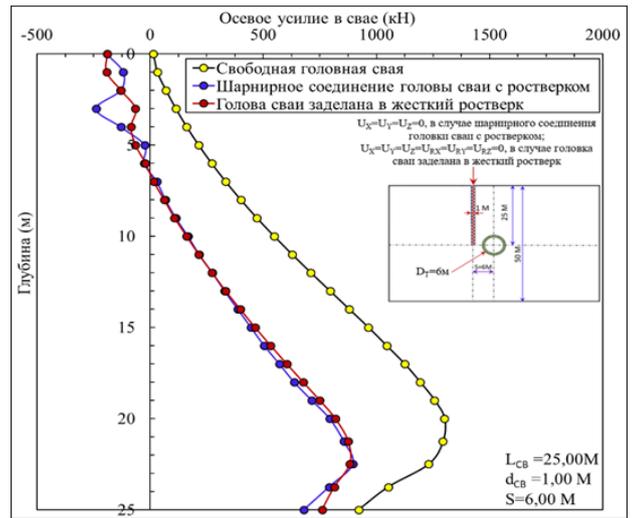


Рисунок 3.20 - Распределение осевых усилий в стволе свай со свободной головой и при ее сопряжении с ростверком при $L_{CB} = 25$ м и $S = 6$ м

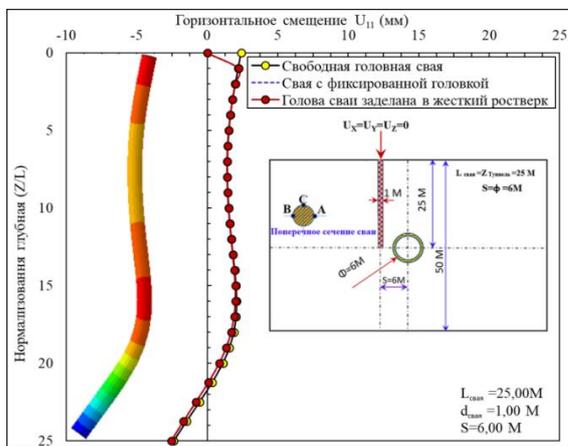


Рисунок 3.21 - Горизонтальные смещения свай со свободной головой и при их сопряжении с ростверком при $L_{CB} = 25$ м и $S = 6$ м

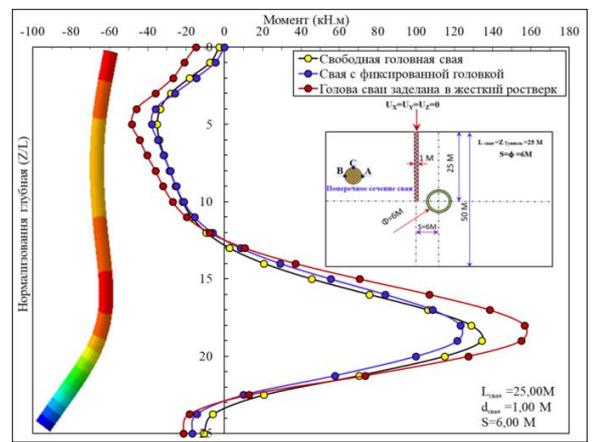


Рисунок 3.22 - Распределение изгибающих моментов по стволу свай со свободной головой и сопряженных с ростверком при $L_{CB} = 25$ м и $S = 6$ м

В целом закономерности влияния проходки тоннеля на работу сваи при изменении ее расстояния от тоннеля те же, что и установленные для сваи со свободной головой [13].

3.2 Математико-статистический анализ результатов численного моделирования. Уравнения регрессии

Математико-статистический анализ результатов проведенного в настоящей диссертации численным методом (МКЭ) моделирования взаимодействия одиночной сваи с оседающим при щитовой проходке тоннеля грунтовым массивом с привлечением доступных результатов исследований по рассматриваемой тематике других авторов выполнен методом регрессионного анализа, основанного, как указывалось в п. 2.1.2 настоящей работы, на теории планирования эксперимента.

Как известно, регрессионный анализ представляет собой набор статистических процессов, используемых для оценки взаимосвязи между зависимыми и независимыми переменными. Существует несколько вариантов регрессионного анализа – линейная (простая) регрессия, мультилинейная регрессия и нелинейная регрессия. Наиболее распространенными являются линейная и мультилинейная регрессии. Мультилинейная регрессия в отличие от простой линейной регрессии рассматривает несколько независимых переменных (более одной). В обоих случаях используется термин "линейная", поскольку переменная отклика напрямую связана с линейной комбинацией независимых переменных.

Уравнение для мультилинейной регрессии имеет ту же форму, что и для простой линейной регрессии, но содержит большее число членов (см. формулу (2.1)).

Предполагается, что функция отклика (2.1) с достаточной степенью точности может быть аппроксимирована в области эксперимента полиномом, называемым уравнением полиномиальной регрессии или, просто, уравнением регрессии.

В настоящей работе использовался вариант мультилинейной регрессия, в котором максимальные изгибающие моменты $M_{\max.св.}$ и максимальные продольные усилия $Q_{z,\max}$, развивающиеся в свае со свободной головой в результате проходки тоннеля, рассматривались как зависимые переменных, а геометрические параметры сваи, такие как $L_{св}$ и $d_{св}$, расстояние по горизонтали от вертикальной оси тоннеля до сваи S , глубина заложения тоннеля Z_T и его радиус R_T и свойства грунта и материала сваи, такие как удельный вес грунта (γ), модуль деформации грунта $E_{гр}$, модуль упругости $E_{св}$ и коэффициент Пуассона $\mu_{св}$ материала сваи - как независимые [11].

Очевидно, что число независимых переменных в рассматриваемом случае существенно превышает их число при проведении регрессионного анализа влияния щитовой проходки тоннеля на деформации вмещающего тоннель грунтового массива. Однако, как показала практика, при числе независимых факторов больше четырёх математико-статический регрессионный анализ результатов численного расчёта, выполняемый ручным способом, возможен, но становится очень сложным и трудоёмким. Это приводит к существенному увеличению объема и времени математико-статической обработки результатов и, как следствие этого, к возрастанию вероятности ошибок в процессе вычислений. Учитывая это, при математико-статической обработке результатов численного исследования работы свай при оседании окружающего грунта, вызванного проходкой тоннеля, регрессионные модели были разработаны с помощью программ SPSS и EXCEL, позволяющие выполнить статистическую обработку результатов расчётов в рамках метода планирования эксперимента.

Основной задачей при оценке влияния щитовой проходки тоннеля на работу свай фундаментов расположенных над тоннелем зданий и сооружений является определение максимального изгибающего момента в свае, способного вызвать ее [11] разрушение, и максимального осевого усилия, вызванного отрицательным трением при оседании грунта, что может привести не только к дополнительной осадке сваи, но и к потере сваей несущей способности.

3.2.1 Максимальный изгибающий момент в свае $M_{max\text{ св.}}$

Собранная база данных для получения уравнения регрессии, позволяющего определить величину максимального изгибающего момента $M_{max\text{ св.}}$ в свае со свободной головой в зависимости от рассмотренных факторов, представлена в Таблице 3.2. Таблица содержит 19 записей и включает в себя как результаты проведенных в диссертационной работе численных исследований, так, что отмечено выше, и доступные результаты исследований других авторов.

Таблица 3.2 - База данных по результатам определения максимальных изгибающих моментов $M_{max\text{ св.}}$ в свае со свободной головой

$L_{св}$ (м)	$d_{св}$ (м)	S (м)	γ (кН/м ³)	$E_{гр}$ (кПа)	$E_{св}$ (кПа)	Z_T (м)	R_T (м)	$M_{max\text{ св.}}$ (кН.м)	Ссылка
15	1	6	16,5	7500	21747500	25	3	35,51	Present study
25	1	6	16,5	7500	21747500	25	3	133,72	Present study
35	1	6	16,5	7500	21747500	25	3	266,46	Present study
25	1	9	16,5	7500	21747500	25	3	76,29	Present study
25	1	12	16,5	7500	21747500	25	3	36,85	Present study
35	1	9	16,5	7500	21747500	25	3	192,09	Present study
35	1	12	16,5	7500	21747500	25	3	104,84	Present study
15	1	9	16,5	7500	21747500	25	3	38,07	Present study
15	1	12	16,5	7500	21747500	25	3	33,06	Present study
18	0,8	6,5	16,5	7500	20500000	15	3	50,00	Loganathan (2000) [3]
18	0,9	5,5	18,5	30000	20500000	21	2,125	40,00	Loganathan (2000) [3]
28	0,8	4,5	18	18000	10000000	20	2,125	86,00	Zhang (2019) [18]
20	0,6	14	17	21000	34500000	26	4,575	25,00	Ayasrah (2021) [19]

$L_{св}$ (м)	$d_{св}$ (м)	S (м)	γ (кН/м ³)	$E_{гр}$ (кПа)	$E_{св}$ (кПа)	Z_T (м)	R_T (м)	$M_{max\ св.}$ (кН.м)	Ссылка
20	0,6	18	17	21000	34500000	26	4,575	20,00	Ayasrah (2021) [19]
20	0,6	14	17	21000	34500000	14	4,575	30,00	Ayasrah (2021) [19]
20	0,6	18	17	21000	34500000	14	4,575	23,00	Ayasrah (2021) [19]
20	0,6	18	17	21000	34500000	14	4,575	23,00	Ayasrah (2021) [19]
25	0,5	4,5	20	50000	30000000	20	3	21,00	Mirsepahi (2021) [10]
20	0,5	4,5	20	50000	30000000	20	3	31,00	Lee (2001) [24]

Описательная статистика собранной базы данных приведена в таблице 3.3.

Таблица 3.3- Описательная статистика собранной базы данных

Параметр	Среднее значение	Минимум	Максимум	Стандартное отклонение
$L_{св}$ (м)	22,84211	15	35	6,53421
$d_{св}$ (м)	0,815789	0,5	1	0,203479
S (м)	9,921053	4,5	18	4,773373
γ (кН/м ³)	17,18421	16,5	20	1,132972
$E_{гр}$ (кПа)	17263	7500	50000	13600
$E_{св}$ (кПа)	25200000	10000000	34500000	6930000
Z_T (м)	21,84211	14	26	4,512491
R_T (м)	3,322368	2,125	4,575	0,81513
$(\mu_{св})$	0,15	0,15	0,15	2,85E-17
$M_{max\ св.}$ (кН.м)	66,62544	20	266,4579	66,3717

Согласно описательной статистике средняя длина свай составляла 22,84 метра с диапазоном изменения от 15 до 35 метров, средний диаметр свай составлял 0,82 метра с диапазоном изменения от 0,5 до 1 метра, расстояние между сваями и

туннелем, обозначаемое как S , составляло 9,92 метра и варьировалось от 4,5 до 18 метров. Средний удельный вес грунта составлял примерно в $17,18 \text{ кН/м}^3$ с минимальным значением $16,5 \text{ кН/м}^3$ и максимальным значением 20 кН/м^3 . Модуль деформации грунта варьировался в пределах от 7500 до 50000 кПа со средним значением 17,26 МПа. Модуль упругости сваи изменялся от 10 до 34,5 ГПа со средним значением 25,2 ГПа. Туннель имел среднюю глубину 21,84 метра с глубинами от 14 до 26 метров. Радиус туннеля варьировался от 2,12 до 4,57 метров со средним значением 3,32 метра. Коэффициент Пуассона материала сваи имел постоянное значение 0,15 во всех исследованиях. Наконечный момент, действующий на сваю, варьировался от 20 до 266,46 кН·м со средним значением 66,63 кН·м.

В таблице 3.4 представлена матрица корреляции Пирсона, которая помогает определить степень корреляции между параметрами и дает представление об их взаимозависимости, позволяя выявить влияние различных параметров на момент $M_{\max \text{ св.}}$.

Таблица 3.4 - Матрица корреляции

	$L_{\text{св}} \text{ (м)}$	$d_{\text{св}} \text{ (м)}$	$S \text{ (м)}$	$\gamma \text{ (кН/м}^3\text{)}$	$E_{\text{гр}} \text{ (кПа)}$	$E_{\text{св}} \text{ (кПа)}$	$Z_{\text{г}} \text{ (м)}$	$R_{\text{г}} \text{ (м)}$	$\mu_{\text{св}}$	$M_{\max \text{ св.}} \text{ (кН.м)}$
$L_{\text{св}} \text{ (м)}$	1									
$d_{\text{св}} \text{ (м)}$	0,2694	1								
$S \text{ (м)}$	-0,17142	-0,30466	1							
$\gamma \text{ (кН/м}^3\text{)}$	-0,08591	-0,62783	-0,3978	1						
$E_{\text{гр}} \text{ (кПа)}$	0,241636	0,873939	-0,26581	-0,65386	1					
$E_{\text{св}} \text{ (кПа)}$	-0,28999	-0,74679	0,667757	0,174464	-0,56585	1				
$Z_{\text{г}} \text{ (м)}$	0,251585	0,589766	-0,19921	-0,27109	0,517899	-0,34563	1			
$R_{\text{г}} \text{ (м)}$	-0,23633	-0,58925	0,851463	-0,19947	-0,42838	0,891759	-0,32636	1		
$\mu_{\text{св}}$	1,18E-16	5,9E-17	1,21E-16	-1,5E-15	0	0	2,13E-16	-8,8E-16	1	
$M_{\max \text{ св.}} \text{ (кН.м)}$	0,790027	0,524855	-0,3447	-0,30633	0,490521	-0,43064	0,344373	0,33656	-9,26E-17	1

Из таблицы видно, что увеличение длины $L_{св}$ или диаметра сваи $d_{св}$ приводит к увеличению момента. Увеличение расстояние между сваей и туннелем S приводит к уменьшению момента, а увеличение удельного веса гранта γ к его небольшому увеличению. Увеличение модуля деформации грунта $E_{гр}$ приводит к умеренному увеличению момента, в то время как увеличение модуля упругости сваи $E_{св}$ к его уменьшению. Увеличение глубины заложения тоннеля Z_T и его радиуса R_T приводит к увеличению момента, причем влияние радиуса на величину момента оказалось более существенным. Коэффициент Пуассона материала сваи ($\mu_{св}$) является постоянным и не оказывает прямого влияния на момент.

Описанная выше зависимость максимального момента в свае $M_{\max.св.}$ от различных факторов основана на наблюдаемых корреляциях. Для установления аналитической связи между зависимой и независимыми переменными был проведен регрессионный анализ. Основными учитываемыми факторами при этом являлись:

$$M_{\max.св.} = f(L_{св}; d_{св}; S; R_T; E_{св}; E_{гр}; K_0; \gamma; \mu_{св}, Z_T) \quad (3.1)$$

или

$$\frac{M_{\max.св.}}{0,5 \cdot K_0 \cdot \mu_{св}^2 \cdot \pi \cdot d_{св}^2 \cdot L_{св}^2 \cdot \gamma} = f\left(\frac{d_{св}}{S} + \frac{R_T}{Z_T} + \frac{E_{св}}{E_{гр}}\right) \quad (3.2)$$

где $L_{св}$, $d_{св}$ – соответственно длина и диаметр сваи; S – расстояние по горизонтали от вертикальной оси тоннеля до сваи; Z_T , R_T – соответственно глубина заложения тоннеля и его радиус; γ – удельный вес грунта; $E_{гр}$, $E_{св}$ – соответственно модуль деформации грунта и модуль упругости материала сваи [11]; $\mu_{св}$ – коэффициент Пуассона материала сваи; K_0 – коэф. бокового давления грунта.

Уравнение (3.1) для мультилинейной регрессии принимает вид:

$$M_{\max.св.} = \left(a_0 + a_1 \frac{d_{св}}{S} + a_2 \frac{R_T}{Z_T} + a_3 \frac{E_{св}}{E_{гр}}\right) \cdot 0,5 \cdot K_0 \cdot \mu_{св}^2 \cdot \pi \cdot d_{св}^2 \cdot L_{св}^2 \cdot \gamma \quad (3.3)$$

Используя концепцию множественной линейной регрессии (мультилинейной регрессии) с помощью программы SPSS и MS Excel было получено уравнение

регрессии (3.5) для определения максимального изгибающего момента в свае со свободной головой $M_{\max.св.}$ [11].

$$M_{\max.св.} = \left(0,34 + 2,52 \frac{d_{св}}{S} + 1,52 \frac{R_T}{Z_T} + 1,14 \cdot 10^{-8} \frac{E_{св}}{E_{гр}} \right) \cdot 0,5 \cdot K_0 \cdot \mu_{св}^2 \cdot \pi \cdot d_{св}^2 \cdot L_{св}^2 \cdot \gamma \quad (3.4)$$

Оценки эффективности разработанной регрессионной модели выполнена при помощи таких статистических показателей, как коэффициент детерминации (R^2), среднеквадратичная ошибка (RMSE), средняя абсолютная ошибка (AAE), среднее значение (M), стандартное отклонение (SD) и коэффициент вариации (CoV).

Коэффициент детерминации R^2 указывает на долю дисперсии в выходной переменной. Значения R^2 варьируются от 0 до 1, при этом более высокие значения указывают на лучшее соответствие прогнозируемых и фактических значений.

Среднеквадратичная ошибка (RMSE) указывает на среднюю разницу между прогнозируемыми и фактическими (из базы данных) значениями целевой функции. Значения RMSE варьируются от 0 до бесконечности, причем меньшие значения указывают на лучшее соответствие между ними.

Средняя абсолютная ошибка (AAE) указывает на среднюю абсолютную разницу между прогнозируемыми и фактическими значениями. Значения AAE варьируются от 0 до бесконечности, причем более низкие значения указывают на лучшее соответствие между ними.

Среднее значение (M) показывает соотношение между прогнозируемыми и фактическими значениями, и чем ближе M к единице, тем лучше соответствие между ними.

Стандартное отклонение (SD) указывает на величину вариации или дисперсии в наборе данных. Оно измеряет среднее отклонение каждой точки данных от среднего значения их набора. Низкое значение SD указывает на то, что прогнозируемые значения тесно сгруппированы вокруг фактических значений, в то время как высокое стандартное отклонение указывает на то, что прогнозируемые значения сильно отстают от фактических значений.

Коэффициент вариации (CoV) - это статистическая мера, которая указывает на относительную изменчивость набора данных. Он рассчитывается как отношение

стандартного отклонения к среднему значению данных. Низкое значение CoV указывает на то, что прогнозы модели более последовательны и предсказуемы.

Указанные статистические показатели рассчитываются по следующим формулам:

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (y_{i \text{ прог}} - y_{i \text{ ожид}})^2}{\sum_{i=1}^n (y_{i \text{ ожид}} - y_{\text{ ср. ожид}})^2} \quad (3.5)$$

$$M = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{y_{i \text{ прог}}}{y_{i \text{ ожид}}}}{n} \quad (3.6)$$

$$AAE = \frac{\sum_{i=1}^n \left| \frac{y_{i \text{ прог}} - y_{i \text{ ожид}}}{y_{i \text{ ожид}}} \right|}{n} \quad (3.7)$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (y_{i \text{ прог}} - y_{i \text{ ожид}})^2}{n}} \quad (3.8)$$

$$SD = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \left(\frac{y_{i \text{ прог}}}{y_{i \text{ ожид}}} - M \right)^2}{n - 1}} \quad (3.9)$$

$$CoV = \frac{SD}{M} \quad (3.10)$$

где, $y_{i \text{ прог}}$ - прогнозируемое значение, найденное по уравнению регрессии; $y_{i \text{ ожид}}$ - ожидаемое (расчетное) значение, полученное из базы данных; $y_{\text{ ср. ожид.}}$ - среднее значение параметра в базе данных; n - количество расчетов.

Статистические показатели R^2 , M , AAE и CoV для использованной модели множественной линейной регрессии, определенные по вышеприведенным формулам, составили 0,825, 1,02, 0,22 и 0,287 соответственно, что указывает на хорошее соответствие прогнозируемых значений базе данных. Подтверждает это и полученный в результате комбинированного анализа SPSS график зависимости прогнозируемых и расчетных значений максимального изгибающего момента, показанный на рисунок 3.23. Точки на графике достаточно плотно группируются вокруг диагональной линии [11], (сплошная линия синего цвета), которая

соответствует единичному отношению фактических значений максимального изгибающего момента к прогнозируемым (расчетным), что также означает, что полученная модель хорошо согласуется с результатами базы данных [11].

Далее те же статистические показатели использовались для оценки адекватности разработанной математической модели для расчета максимальных осевых усилий в сваях, работающих в условиях оседающего при щитовой проходке тоннеля грунта и сравнения результатов расчета различными аналитическими методами.

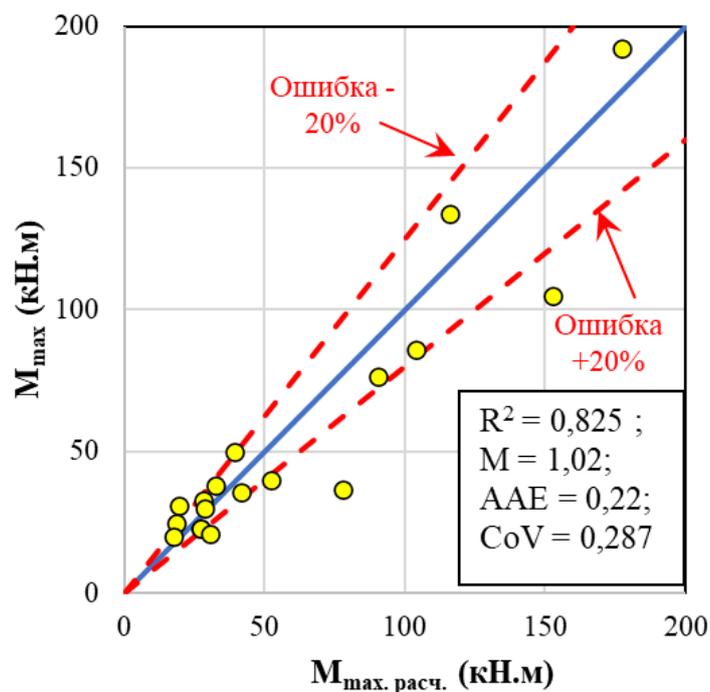


Рисунок 3.23 - Зависимость между прогнозируемыми и фактическими (ожидаемыми) значениями $M_{\max, св.}$

Для свай с шарнирным соединением с ростверком и свай, заделанных в ростверк, максимальный изгибающий момент определится по формулам:

- шарнирное соединение с ростверком [11]:

$$M_{\max, hinge.} = 0,95 M_{\max} \quad (3.11)$$

- заделка в ростверк:

$$M_{\max, fix.} = 1,16 M_{\max, lib.} \quad (3.12)$$

В формулах (3.11) и (3.12) коэффициенты 0,95 и 1,16 были определены по результатам численного моделирования работы свай с учетом типа их соединения с ростверком.

3.2.2 Максимальное осевое усилие в свае $Q_{z,max}$

Для получения уравнения, позволяющего определить величину максимального осевого усилия ($Q_{z,max}$) в свае со свободной головой в зависимости от исследованных факторов была собрана база данных, в которую были включены и обработаны результаты проведенных и найденных в опубликованных работах исследований [11]. Собранная база данных, содержащая 23 записи, приведена в таблице 3.5.

Таблица 3.5 - Собранная база данных по результатам определения максимальных осевых усилий $Q_{z,max}$ в свае со свободной головой

$L_{св}$ (м)	$d_{св}$ (м)	S (м)	γ (кН/м ³)	$E_{гр}$ (кПа)	$E_{св}$ (кПа)	Z_T (м)	R_T (м)	$Q_{z,max}$ (кН)	$\mu_{св}$	Ссылки
15	1	6	16,5	7500	21747500	25	3	320,3883	0,15	Present study
25	1	6	16,5	7500	21747500	25	3	1300,949	0,15	Present study
35	1	6	16,5	7500	21747500	25	3	2173,288	0,15	Present study
25	1	9	16,5	7500	21747500	25	3	1157,671	0,15	Present study
25	1	12	16,5	7500	21747500	25	3	1030,956	0,15	Present study
35	1	9	16,5	7500	21747500	25	3	1812,408	0,15	Present study
35	1	12	16,5	7500	21747500	25	3	1594,052	0,15	Present study
15	1	9	16,5	7500	21747500	25	3	425,5289	0,15	Present study
15	1	12	16,5	7500	21747500	25	3	469,2251	0,15	Present study

L_{CB} (м)	d_{CB} (м)	S (м)	γ (кН/м ³)	$E_{ГР}$ (кПа)	E_{CB} (кПа)	Z_T (м)	R_T (м)	$Q_{z,max}$ (кН)	μ_{CB}	Ссылки
15	0,8	4,5	20	32100	30000000	15	3	450	0,25	Loganathan (2001) [61]
25	0,8	4,5	20	24000	30000000	20	3	700	0,25	Loganathan (2001) [61]
25	0,8	6,9	20	24000	30000000	20	3	800	0,25	Loganathan (2001) [61]
25	0,5	4,5	20	24000	30000000	20	3	1000	0,5	Francesco Basilen (2013) [39]
22,5	1	7,5	20	30000	39912730	18,75	3,75	660	0,25	Mroueh (1998) [66]
22,5	1	11,2 5	20	30000	39912730	18,75	3,75	400	0,25	Mroueh (1998) [66]
20	0,5	4,5	25	50000	30000000	20	3	1449,9	0,25	S5 C,J, Lee (2012) [55]
25	0,5	4,5	20	50000	30000000	20	3	650	0,25	S2 C,J, Lee (2012) [55]
25	0,5	6	20	50000	30000000	20	3	925	0,25	S4 C,J, Lee (2012) [55]
25	0,5	4,5	20	24000	30000000	20	3	800	0,25	Xu and Poulos [61]
25	0,5	4,5	20	24000	30000000	5	3	520	0,25	Huang M.and Mu L. [51]
25	0,5	4,5	20	24000	30000000	15	3	880	0,25	Huang M.and Mu L. [51]
25	0,5	4,5	20	24000	30000000	25	3	260	0,25	Huang M.and Mu L. [51]
25	0,8	4,5	20	24000	30000000	20	3	980	0,25	Huang M.and Mu L. [51]

Описательная статистика собранной базы данных приведена в таблице 3.6.

Таблица 3.6 - Описательная статистика собранной базы данных

Параметр	Среднее значение	Минимум	Максимум	Стандартное отклонение
L_{CB} (м)	24,13	15	35	5,72
d_{CB} (м)	0,79	0,50	1	0,23
S (м)	6,85	4,50	12	2,79
γ (кН/м ³)	18,85	16,50	25	2,18
$E_{гр}$ (кПа)	21808,7	7500	50000	14310,55
E_{CB} (кПа)	27632737,39	21747500	39912730	5561915,12
Z_T (м)	20,98	5,00	25,00	4,80
R_T (м)	3,07	3,00	3,75	0,22
μ_{CB}	0,22	0,15	0,5	0,08
$Q_{z,max}$ (кН)	902,58	260	2173,29	496,93

Согласно таблице 3.6 средняя длина свай составляла 24,13 метра с диапазоном изменения от 15 до 35 метров, средний диаметр свай составлял 0,79 метра с диапазоном изменения от 0,5 до 1 метра, среднее расстояние между свайей и туннелем, обозначаемое как S , составляло 6,85 метра и варьировалось от 4,5 до 12 метров. Средний удельный вес грунта составлял примерно в 18,85 кН/м³ с минимальным значением 16,5 кН/м³ и максимальным значением 25 кН/м³. Модуль деформации грунта варьировался в пределах от 7,5 до 50 МПа со средним значением 21,8 МПа. Модуль упругости свай изменялся от 21747,5 до 39912,7 МПа со средним значением 27632,74 МПа. Туннель имел среднюю глубину 20,98 метра с глубинами от 5 до 25 метров. Радиус туннеля варьировался от 3 до 3,75 метров со средним значением 3,07 метра. Коэффициент Пуассона материала свай изменялось от 0,15 до 0,5 со средним значением 0,22. Наконец, максимальное осевое усилие в свае варьировался в пределах от 260 до 2173,3 кН со средним значением 902,58 кН.

Эти данные в совокупности обеспечивают всесторонний обзор результатов численного моделирования, служа основой для дальнейшего инженерного анализа и проектирования.

В таблице 3.7 представлена матрица корреляции. Коэффициенты корреляции в каждой ячейке этой таблицы указывают на силу и направление линейной зависимости между двумя различными переменными системы «свая-грунт-тоннель» и позволяют выявить степень влияния каждого параметра на осевую силу в свае $Q_{z,max}$.

Таблица 3.7 - Матрица корреляции

	$L_{св}$ (м)	$d_{св}$ (м)	S (м)	γ (кН/м ³)	$E_{гр}$ (кПа)	$E_{св}$ (кПа)	Z_T (м)	R_T (м)	$\mu_{св}$	$Q_{z,max}$ (кН)
$L_{св}$ (м)	1									
$d_{св}$ (м)	0,011291	1								
S (м)	0,06466	0,714893	1							
γ (кН/м ³)	-0,17495	-0,72917	-0,59247	1						
$E_{гр}$ (кПа)	0,12458	0,745607	0,630316	-0,88217	1					
$E_{св}$ (кПа)	0,124586	0,745768	0,630432	-0,88224	1	1				
Z_T (м)	0,125584	0,545009	0,46639	-0,57154	0,687428	0,687408	1			
R_T (м)	-0,08992	0,286998	0,28501	0,166639	-0,24744	-0,24719	-0,14659	1		
$\mu_{св}$	-0,05751	-0,66129	-0,5256	0,640671	-0,75323	-0,75322	-0,46899	0,114207	1	
$Q_{z,max}$ (кН)	0,756204	0,200895	0,107891	-0,20241	0,396201	0,396127	0,317324	-0,23658	0,22465	1

Данные таблицы позволяют сделать следующие выводы о зависимости $Q_{z,max}$ от различных параметров:

- $L_{св}$ (м): коэффициент корреляции с $Q_{z,max}$ составляет 0,756204, что указывает на сильную положительную корреляцию. С увеличением $L_{св}$ осевое усилие в свае $Q_{z,max}$ заметно увеличивается;

- $D_{св}$ (м): коэффициент корреляции равен 0,200895, что, как и в предыдущем случае, свидетельствует о положительной корреляции, но более слабой по сравнению с $L_{св}$. С увеличением $d_{св}$ $Q_{z,max}$ умеренно увеличивается;

- S (м): коэффициент корреляции составляет 0,107891, что указывает на слабую положительную корреляцию. S оказывает относительно слабое воздействие на $Q_{z,max}$ по сравнению с $L_{св}$ и $d_{св}$;

- γ (кН/м³): коэффициент корреляции равен -0,20241, что указывает на слабую отрицательную корреляцию. Увеличение γ слабо сказывается на уменьшении $Q_{z,max}$;

- $E_{гр}$ (кПа): коэффициент корреляции составляет 0,396201, указывая на умеренную положительную корреляцию. С увеличением $E_{гр}$ $Q_{z,max}$ умеренно увеличивается;

- $E_{св}$ (кПа): коэффициент корреляции составляет 0,396127, указывая, аналогично $E_{гр}$, на умеренную положительную корреляцию. С увеличением $E_{св}$ $Q_{z,max}$ умеренно увеличивается.

- Z_T (м): коэффициент корреляции равен 0,317324, указывая на умеренную положительную корреляцию. Увеличение Z_T умеренно сказывается на увеличении $Q_{z,max}$;

- R_T (м): коэффициент корреляции составляет -0,23658, указывая на слабую отрицательную корреляцию. Увеличение R_T вызывает небольшое уменьшение $Q_{z,max}$;

- $\mu_{св}$: коэффициент корреляции равен -0,22465, указывая на слабую отрицательную корреляцию. Увеличение $\mu_{св}$ приводит к незначительному уменьшению $Q_{z,max}$.

Таким образом, $L_{св}$, $E_{гр}$, $E_{св}$ и Z_T имеют умеренную положительную корреляцию с $Q_{z,max}$, а γ , R_T и $\mu_{св}$ - более слабую. Знак коэффициентов корреляции указывает направление взаимосвязи.

Как и в случае изгибающего момента описанная зависимость максимального осевого усилия в свае $Q_{z,max}$ от различных факторов основана на наблюдаемых

корреляциях. Для установления аналитических связей между независимым параметрами и силой $Q_{z,max}$ была использована теоремы анализа размерностей модели мультилинейной регрессии. Основными учитываемыми факторами при этом являлись [11]:

$$Q_{z,max} = f(L_{CB}; d_{CB}; S; R_T; E_{CB}; E_{ГР}; K_0; \gamma; \mu_{CB}; Z_T) \quad (3.13)$$

или

$$\frac{Q_{z,max}}{K_0 \cdot \mu_{CB} \cdot \pi \cdot d_{CB} \cdot L_{CB}^2 \cdot \gamma} = f\left(\frac{d_{CB}}{S} + \frac{R_T}{Z_T} + \frac{E_{CB}}{E_{ГР}}\right) \quad (3.14)$$

Модель мультилинейной регрессии принималась в форме:

$$Q_{z,max} = \left(a_0 + a_1 \frac{d_{CB}}{S} + a_2 \frac{R_T}{Z_T} + a_3 \frac{E_{CB}}{E_{ГР}}\right) \cdot K_0 \cdot \mu_{CB} \cdot \pi \cdot d_{CB} \cdot L_{CB}^2 \cdot \gamma \quad (3.15)$$

Используя концепцию множественной линейной регрессии с помощью программы SPSS и MS Excel было получено уравнение для определения максимального осевого усилия в свае в свае со свободной головой [11]:

$$Q_{z,max} = \left(0,91 + 1,25 \frac{d_{CB}}{S} + 0,27 \frac{R}{Z} + 0,00056 \frac{E_{CB}}{E_{ГР}}\right) 0,5 \cdot K_0 \cdot \mu_{CB} \cdot \pi \cdot d_{CB} \cdot L^2 \cdot \gamma \quad (3.16)$$

На рисунке 3.24 приведен график зависимости прогнозируемых и расчетных (из базы данных) значений максимальной [11] осевой силы, с помощью мультилинейной регрессии. Точки на графике достаточно плотно группируются вокруг диагональной линии, т. е. полученная модель хорошо согласуется с результатами базы данных [11]. Более того, статистические показатели R^2 , М, ААЕ и CoV, определенные по формулам (4.6) – (4.11) составили 0,6, 1, 0,23 и 0,29, что указывает на хорошее соответствие базе данных.

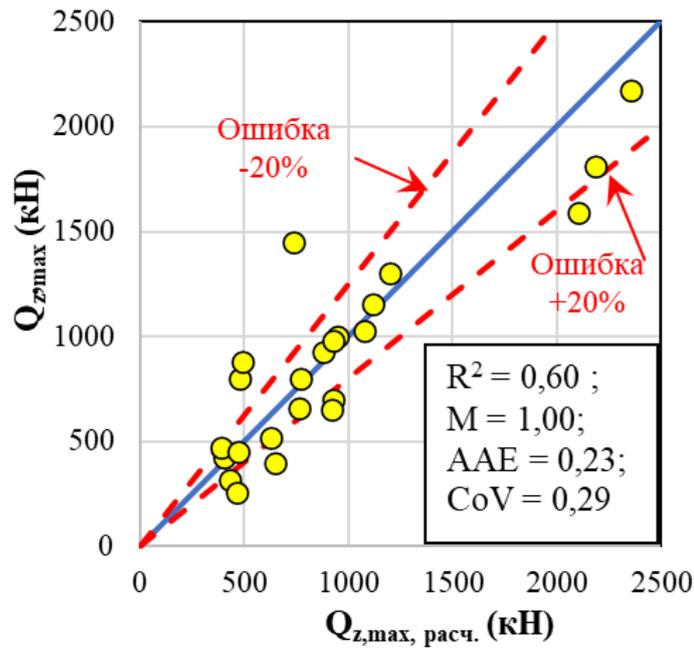


Рисунок 3.24- Зависимость между прогнозируемыми и расчетными значениями $Q_{z,max}$

3.2.3 Осадка сваи со свободной головой

Осадка сваи со свободной головой, частично или полностью расположенной в призме оседающего грунта, может быть определена как:

$$s_{сваи} = \beta \cdot \frac{Q_{z,max}}{\pi \frac{d_{св}^2}{4} \cdot E_{гр}} Z_T \quad (3.17)$$

где β – статистический параметр, определяемый регрессионным анализом, как функция $\left(\frac{L_{св}}{d_{св}}, \frac{d_{св}}{s}\right)$:

$$\beta = 43,235 - \frac{1,2 L_{св}}{d_{св}} + \frac{24,77 d_{св}}{s} \quad (3.18)$$

$Q_{z,max}$ находится из уравнения (3.16).

Тогда уравнение для определения осадки сваи будет иметь вид [11]:

$$s_{сваи} = \left(43,235 - \frac{1,2 L_{св}}{d_{св}} + \frac{24,77 d_{св}}{s}\right) \left(0,91 + 1,25 \frac{d_{св}}{s} + 0,27 \frac{R_T}{Z_T} + 0,00056 \frac{E_{св}}{E_{гр}}\right) \cdot \frac{0,5 \cdot K_0 \cdot \mu_{св} \cdot \pi \cdot d_{св} \cdot L_{св}^2 \cdot \gamma}{\pi \frac{d_{св}^2}{4} \cdot E_{гр}} Z_T \quad (3.19)$$

На рисунке 3.25 приведен график зависимости прогнозируемых и расчетных значений осадки сваи ($s_{\text{сваи}}$), полученных с помощью мультилинейной регрессии [11].

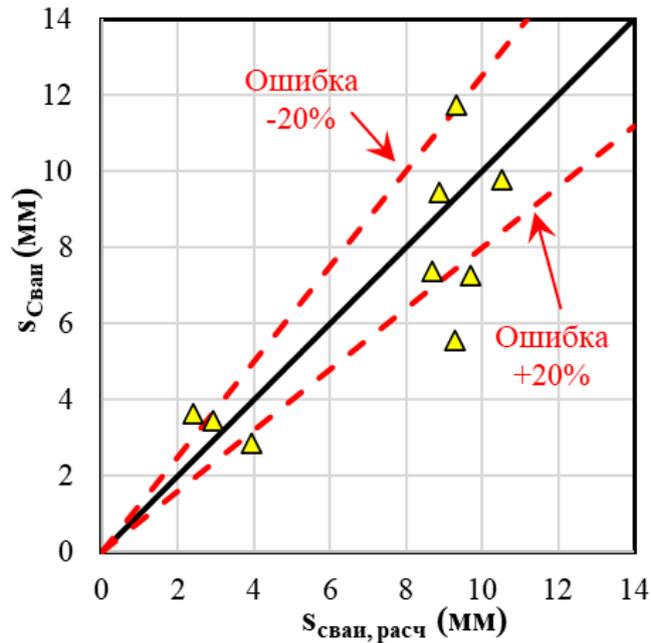


Рисунок 3.25 - Зависимость между прогнозируемыми и ожидаемыми значениями осадки сваи ($s_{\text{сваи}}$)

Как и в предыдущих случаях точки на графике достаточно плотно группируются вокруг диагональной линии, показывая, что полученная модель хорошо согласуется с результатами базы данных [11].

Выводы по Главе 3

1. По результатам выполненного численного моделирования установлен факт существенного влияния [13] щитовой проходки тоннеля метрополитена на напряженно-деформированное состояние сваи, служащей отдельной опорой или входящей в состав фундамента существующего над ним здания или сооружения [13]. Это влияние является следствием воздействия на сваю оседающего при проходке тоннеля грунта, что приводит к развитию на ее боковой поверхности сил трения, которые догружают сваю, в ее стволе возникают дополнительные

внутренние усилия (осевые усилия и изгибающие моменты), свая получает горизонтальные и вертикальные смещения [13].

2. Основными факторами, влияющими на интенсивность развития осевых (продольных) усилий и изгибающих моментов в свае, а также ее горизонтальные и вертикальные смещения, вызванных оседающим грунтом при щитовой проходке тоннеля, являются расположение нижнего конца сваи относительно уровня центральной оси тоннеля (выше, ниже, на одном уровне), расстояние по горизонтали между сваем и вертикальной осью тоннеля и способ сопряжения сваи с ростверком (свободная голова, шарнирное соединение, жесткая заделка).

3. В случае коротких свай, нижние концы которых расположены выше центральной оси тоннеля ($L_{св}/z_T < 1$, где $L_{св}$ – длина сваи, z_T – глубина расположения центральной оси тоннеля), отрицательное поверхностное трение и вызванная им осевая нагрузка развиваются увеличиваясь по глубине вдоль всего ствола сваи и достигают своего максимального значения у ее нижнего конца.

В случае свай средней длины, нижние концы которых расположены на уровне оси тоннеля ($L_{св}/z_T = 1$), и длинных свай, концы которых находятся ниже оси тоннеля ($L_{св}/z_T > 1$), осевая нагрузка увеличивается до глубины пересечения оси сваи с призмой оседания грунта над тоннелем, а затем постепенно уменьшается к ее концу.

Максимальные осевые усилия у длинных свай и свай средней длины возникают на уровне плоскости, разделяющей отрицательные и положительные касательные напряжения по их боковым поверхностям. Эту плоскость принято называть нейтральной или нулевой плоскостью, а глубину, на которой она расположена – нейтральной глубиной [13].

4. Изгибающие моменты у короткой сваи невелики и практически не меняют свой знак. Горизонтальные смещения длинных свай и свай средней длины, пересекающих в нижней части границу призмы оседания грунта, происходят в двух противоположных направлениях, что вызывает развитие в их сечениях существенных изгибающих моментов [13]. Максимальный изгибающий момент у

длинных свай развивается на уровне оси тоннеля, а у свай средней длины на 3 - 4 м выше ее уровня.

Изгибающие моменты в голове и на конце одиночных свай со свободной головой любой длины равны нулю, так как они не защемлены.

5. Максимальный изгибающий момент, горизонтальное смещение (прогиб), сваи и ее осадка резко уменьшаются (почти на 50 %) с увеличением расстояния между тоннелем и сваем с $1d_{св}$ до $1,5 d_{св}$. Напротив, горизонтальное смещение головы короткой сваи значительно больше, чем головы длинной сваи. Это означает, что при выемке туннеля короткая свая более критична с точки зрения боковой деформации, чем длинная.

Снижение отклика сваи становится менее значительным при переходе от $1,5 d_{св}$ к $2 d_{св}$.

6. Сопряжение головы сваи с ростверком приводит к снижению касательных напряжений на ее боковой поверхности по сравнению со сваем со свободной головой и, как следствие, к снижению осевых усилий в ее стволе. Тип сопряжения (шарнир или заделка) не влияет на величину горизонтального смещения сваи, но оказывает заметное влияние на изгибающие моменты в ее стволе. При жесткой заделке головы сваи в ростверк они существенно больше [13].

7. Использованный в диссертационной работе регрессионный анализ показал эффективность его применения для прогнозирования напряженно-деформированного состояния свай, подверженных воздействию на них подвижек грунта, вызванных щитовой проходкой тоннеля метрополитена. Статистические показатели R^2 , M , AAE и COV математической модели мультилинейной регрессии, показали их удовлетворительную сходимость с результатами собранной базы данных, включающей как результаты выполненного численного моделирования, так и результаты исследований, других авторов, полученных, в том числе, и в условиях натуральных экспериментов.

8. Полученные в результате проведенного исследования данные о влиянии щитовой проходки тоннеля метрополитена на работу свай фундаментов, расположенных над тоннелем зданий и сооружений, и зависимости этого влияния

от различных факторов могут быть использованы для проверки несущей способности свай, догруженных отрицательным трением, вызванным оседающим грунтом, прочности ствола сваи на дополнительное сжатие и изгиб и общей оценки последствий проходки тоннелей в городских условиях, с точки зрения обеспечения устойчивости и прочности свайных фундаментов зданий и сооружений существующей застройки.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Обзор технической литературы и проведенные в диссертационной работе исследования подтвердили факт существенного негативного влияния щитовой проходки подземных тоннелей на техническое и эксплуатационное состояние существующей городской застройки и необходимость совершенствования методов его учета при проектировании проходческих работ.

2. Используемые в настоящее время в практике проектирования методы оценки влияния щитовой проходки тоннелей на фундаменты существующей окружающей застройки позволяют, построив мульту оседания земной поверхности, достаточно надёжно прогнозировать крены и осадки построек на фундаментах мелкого заложения. В случае свайных фундаментов на их работу основное влияние оказывают не осадки земной поверхности, а смещения к тоннелю точек массива грунта в границах призмы его оседания, под воздействием которых в теле сваи формируются значительные дополнительные внутренние усилия и деформации, способные привести к ее разрушению, что подтверждается численными и модельными исследованиями, но не нашло отражения в нормативных документах и явилось одной из причин проведения дополнительного изучения этого вопроса.

3. Совершенствование методики учета влияния щитовой проходки тоннелей на работу фундаментов существующей застройки должно осуществляться на основе исследований, проводимых по двум направлениям: исследований процесса формирования перемещений грунтового массива при движении щита и исследований влияния указанных перемещений на работу расположенных рядом с тоннелем фундаментов, включая свайные.

4. Выполненные в диссертации исследования показали, что моделирование влияния щитовой проходки тоннелей на окружающую застройку необходимо проводить в трёхмерной постановке. Это обусловлено тем, что после схода щита со смонтированного кольца обделки осадки грунта за щитом значительно увеличиваясь принимают максимальное значение на некотором расстоянии от

него. Согласно проведенным расчетам, указанное расстояние составляет (3,0 – 3,5) диаметра щита, что согласуется с результатами ряда зарубежных исследований.

5. Для моделирования в конечно-элементной сетке поля перемещений грунта, вызванного работой щита, в диссертации предлагается метод, основанный на определении величины объема «потерянного» грунта - V_L (объема грунта, смещающегося в направлении движения работающего щита). Величина V_L позволяет определить величину g_L – ширину эквивалентного зазора между контуром выработки и оболочкой щита, смыкание которого позволяет в конечно-элементном расчёте моделировать изменение поля перемещений, вмещающего тоннель, грунтового массива.

6. Полученные на основе регрессионного анализа результатов численного моделирования в трехмерной постановке уравнения позволяют рассчитать как вызванные проходческими работами, осадки земной поверхности, так и поле перемещений грунтового массива в пределах глубины заложения тоннеля, что позволяет выполнить предварительную оценку дополнительных осадок и кренов зданий и сооружений на фундаментах мелкого заложения, деформаций полотна автомобильных дорог, инженерных коммуникаций и т.п. Адекватность уравнений подтверждается значением коэффициента детерминации ($r^2 = 0.81 \geq 0,8$).

7. По результатам выполненного численного моделирования установлен факт существенного влияния щитовой проходки тоннеля метрополитена на напряженно-деформированное состояние сваи, служащей отдельной опорой или входящей в состав фундамента существующего над ним здания или сооружения. Это влияние является следствием воздействия на сваю оседающего при проходке тоннеля грунта, что приводит к развитию на ее боковой поверхности сил трения, которые догружают сваю, в ее стволе возникают дополнительные внутренние усилия (осевые усилия и изгибающие моменты), свая получает горизонтальные и вертикальные смещения.

8. Установлено, что основными факторами, влияющими на интенсивность развития осевых (продольных) усилий и изгибающих моментов в свае, а также ее

горизонтальные и вертикальные смещения, вызванные оседающим грунтом при щитовой проходке тоннеля, являются расположение нижнего конца сваи относительно уровня центральной оси тоннеля (выше, ниже, на одном уровне), расстояние по горизонтали между сваей и вертикальной осью тоннеля и способ сопряжения сваи с ростверком (свободная голова, шарнирное соединение, жесткая заделка).

9. Максимальный изгибающий момент, горизонтальное смещение (прогиб), сваи и ее осадка резко уменьшаются (почти на 50 %) с увеличением расстояния между тоннелем и сваей с $1d_{св}$ до $1,5 d_{св}$. Снижение отклика сваи становится менее значительным при переходе от $1,5 d_{св}$ к $2 d_{св}$.

10. Сопряжение головы сваи с ростверком приводит к снижению касательных напряжений на ее боковой поверхности по сравнению со сваей со свободной головой и, как следствие, к снижению осевых усилий в ее стволе. Тип сопряжения (шарнир или заделка) не влияет на величину горизонтального смещения сваи, но оказывает заметное влияние на изгибающие моменты в ее стволе. При жесткой заделке головы сваи в ростверк они существенно больше.

11. Использованный в диссертационной работе регрессионный анализ показал эффективность его применения для прогнозирования напряженно-деформированного состояния свай, подверженных воздействию на них подвижек грунта, вызванных щитовой проходкой тоннеля метрополитена. Статистические показатели R^2 , M , AAE и COV математической модели мультилинейной регрессии, показали их удовлетворительную сходимость с результатами собранной базы данных, включающей как результаты выполненного численного моделирования, так и результаты исследований, других авторов, полученных, в том числе, и в условиях натурных экспериментов.

12. Полученные в результате проведенного численного исследования данные и аналитические зависимости, отражающие влияние щитовой проходки тоннеля метрополитена на поведение свай фундаментов зданий и сооружений, расположенных в зоне проходческих работ, и степени этого влияния в зависимости от различных факторов могут быть использованы для определения несущей

способности и осадок свай, догруженных отрицательным трением, вызванным оседающим грунтом, а также проверки прочности ствола свай на сжатие и изгиб при общей оценке последствий проходки тоннелей на фундаменты зданий и сооружений окружающей застройки, что позволит обеспечить их эксплуатационную надежность

Рекомендации и перспективы дальнейшей разработки темы.

В дальнейшем предполагается развитие темы в направлении изучения влияния щитовой проходки подземных тоннелей на работу свайных кустов и полей, и разработку методики расчета дополнительных осадок зданий и сооружений на различных типах фундаментов (мелкого заложения и свайных), расположенных в зоне влияния проходческих работ.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*. – М.: Минстрой России, 2016.
2. СП 24.13330.2011 Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85 (с Опечаткой, с Изменениями N 1, 2, 3): принят - Минрегион России / М.: Минрегион России, 2011.
3. СП 120.13330.2012 Метрополитены. Актуализированная редакция СНиП 32-02-2003 (с Изменениями N 1-4) – М.: Минстрой России, 2016.
4. СП 122.13330- -2012. Тоннели железнодорожные и автодорожные. (с Изменением N 1) Актуализированная редакция СНиП 32-04-97 - М.: Минрегион России, 2012.
5. СП 249. 1325800. 2016. Подземные коммуникации.
6. Адлер Ю.П. Введение в планирование эксперимента// М.:Металлургия – 1969 – С.158
7. Гуськов И. А. и др. Методы оценки осадок при проходке тоннелей с использованием тоннелепроходческих механизированных комплексов //Транспортные сооружения. – 2019. – Т. 6. – №. 3. – С. 16.
8. Далматов Б. И. Несущая способность висячих свай в грунтовых условиях Ленинграда / Б. И. Далматов, Ф. К. Лапшин // Несущая способность свай в слабых грунтах. ЛДНТП, Л., Ч. – 1966. – Т. 2.
9. Зерцалов М. Г., Меркин В. Е., Петрова Е. Н. Подземные сооружения транспортного назначения. Инфра-Инженерия, 2020.
10. Знаменская Е. А. Учет сжимаемости ствола одиночной забивной сваи при расчете ее осадки //Перспективы науки. – 2020. – №.3 – С.127 –131.
11. Знаменская Е.А. Напряженно-деформированное состояния сваи, вызванное выемкой грунта при проходке тоннеля метрополитена //Инновации и инвестиции. – 2023. – №.3 – С.247 –251.
12. Знаменская Е. А. Исследование влияния щитовой проходки тоннеля метрополитена на работу одиночной сваи выполненное в рамках исследования

влияния щитовой проходки на свайные фундаменты/ Знаменская Е. А., Дубин В. А. //Перспективы науки. – 2021. – №.3 – С.179 –184.

13. Знаменская Е.А. Исследование влияния щитовой проходки тоннеля метрополитена на окружающую городскую застройку / Знаменская Е. А., Зерцалов М.Г. //Инновации и инвестиции. – 2022. – №.6 – С.167 –170.

14. Знаменская Е.А. Расчёт осадок земной поверхности в зоне влияния механизированной проходки тоннеля при движении щита / Знаменская Е. А., Зерцалов М.Г. //Инновации и инвестиции. – 2023. – №.7 – С.333 –338.

15. Знаменская Е.А. Численное моделирование влияния механизированной щитовой проходки на деформирование, вмещающего тоннель, грунтового массива / Знаменская Е. А., Зерцалов М.Г. //Инновации и инвестиции. – 2023. – №.11 – С.389 –392.

16. Знаменская, Е. А. Исследование влияния щитовой проходки тоннеля на работу одиночной сваи / Знаменская Е. А., Хегази О. М., Сайед Д. А. // Инновации и инвестиции. – 2022. – №. 2. – С. 208–213.

17. Знаменский В. В., Хегази О. М. М., Сайед Д. А. К. Влияние устройства щебеночных свай в слабых грунтах на работу одиночной сваи //Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2021. – №. 2. – С. 2–7.

18. Знаменский В. В. Численный анализ распределения бокового отрицательного трения на конусной свае/ Знаменский В. В., Хегази О. М. //Экономика строительства. – 2022. – №. 12. – С. 148–156.

19. Исаев О.Н., Шарафутдинов Р.Ф. Экспериментальные исследования перебора грунта при микротоннелировании // Транспортное строительство- 2015- №.07.- С. 7-10

20. Карасёв М.А. Анализ причин деформации земной поверхности и характер формирования мульды оседания, вызванной строительством транспортных тоннелей// Записки Горного института. –2011–Т.190. – С.163.

21. Конюхов Д. С. Анализ параметров механизированной проходки тоннелей для определения характеристик перебора грунта //Горные науки и технологии. – 2022. – №. 7. – С. 49-56.

22. Куликова Е.Ю., Конюхов Д.С., Потокина А.М., Устинов Д.В. Аналитический метод расчета коэффициента технологического перебора грунта при организации производства горно-строительных работ с применением механизированной проходки тоннелей// Горный информационно-аналитический бюллетень. – 2022. – №. 6-2. – С. 305-315.

23. Методика математического планирования эксперимента. Белгородский технологический институт строительных материалов имени Гришманова И.А., 1985 Составитель Гладков Д.И. С.41

24. Петрухин В.П., Исаев О.Н. Шарафутдинов Р.Ф. Моделирование деформаций грунтового массива при проходке тоннелей. Часть 1: Исследования влияния расчетных параметров//Транспортное строительство. – 2014. –№.9. – С. 7-11

25. Петрухин В.П., Исаев О.Н. Шарафутдинов Р.Ф. Моделирование деформаций грунтового массива при проходке тоннелей. Часть 2: Методика выбора параметров численного моделирования //Транспортное строительство. – 2014. – №.10. – С. 14–15.

26. Протосеня А.Г., Беляков Н.А., До Нгок Тхай. Разработка метода пригруза забоя и осадок земной поверхности при строительстве тоннелей механизированными проходческими комплексами. Санкт-Петербург, 2015

27. Пушилин А.Н., Шейнин В.И. Разработка инженерной схемы расчета конструкций зданий с учетом смещений земной поверхности, вызываемых проходкой тоннеля. - М.: РАТ, 2002

28. Пушилин А.Н., Шейнин В.И. Оценка усилий в конструкциях зданий, возникающих из-за проходки подземной выработки//Сборник научных трудов. 75 лет НИИОСП им. Н.М. Герсевича. - М.: Изд-во "ЭСТ", 2006. - 224 с

29. Пушилин, А.Н. Метод расчета усилий в конструкциях зданий при деформировании основания из-за проходки подземной выработки / А.Н. Пушилин, А.В. Фаворов, В.И. Шейнин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2007. – № 3. – С. 2-6.

30. СМП «Руководство по строительству подземных сооружений транспортного назначения в условиях карстово-суффозионной и оползневой опасности в городе Москве». Стройкомплекс города Москвы, М. 2021.
31. Строкова Л.А. Моделирование оседания поверхности при проходке туннеля щитовым способом. Известия Томского политехнического университета, 2008.
32. Тер-Мартirosян. Сжимаемость материала сваи при определении осадки в свайном фундаменте / З. Г. Тер-Мартirosян, П. В. Струнин, Ч. Т. Вьет // Жилищное строительство. – 2012. – №. 10. – С. 13–15.
33. Тер-Мартirosян А.З., Бабушкин Н.Ф., Исаев И.О., Шишкина В.В. Определение фактического коэффициента перебора грунта путем анализа данных мониторинга // Геотехника. 2020. Т. 7. № 1. С. 34–42.
34. Шарафутдинов Р.Ф., Исаев О.Н., Закатов Д.С. Анализ методов моделирования влияния проходки туннеля на деформации грунтового массива// Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2023. – №. 2. – С. 12–19.
35. ABAQUS 2017 [Computer software]. Providence, RI, SIMULIA (2017)
36. Addenbrooke T. I., Potts D. M., Puzrin A. M. The influence of pre-failure soil stiffness on the numerical analysis of tunnel construction //Géotechnique. – 1997. – Т. 47. – №. 3. – С. 693-712.
37. Ayasrah, Mo'men, Hongsheng Qiu, and Xiedong Zhang. "Influence of cairo metro tunnel excavation on pile deep foundation of the adjacent underground structures: Numerical study." Symmetry 13.3 (2021): 426.
38. Ayothiraman R. et al. Influence of vertical pile loading on existing tunnel lining in soft clay //14th Australasian tunnelling conference Auckland: New Zealand. – 2011. – С. 1-13
39. Basile F. Effects of tunnelling on pile foundations //Soils and Foundations. – 2014. – Т. 54. – №. 3. – С. 280-295.
40. Burd H. J. et al. Modelling tunnelling-induced settlement of masonry buildings //Proceedings of the institution of civil engineers-geotechnical engineering. – 2000. – Т. 143. – №. 1. – С. 17-29.

41. Chen, L. T., Poulos, H. G. and Loganathan, N. (1999). Pile responses caused by tunneling. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 125, No. 3, pp. 207-215.
42. Cheng, C.Y., Dasari, G. R., Leung C. F. and Chow, Y. K. (2002). A Novel FE Technique to Predict Tunnelling Induced Ground Movements in Clays. *Proc. Fifteenth KKCNN Symposium on Civil Engineering* (eds. S. T. Quek and D. W. S. Ho).
43. Cheng C. Y. et al. Finite element analysis of tunnel–soil–pile interaction using displacement-controlled model // *Tunnelling and Underground Space Technology*. – 2007. – T. 22. – №. 4. – C. 450-466.
44. Chow, Y. K. and Yong, K. Y. (1996). “Analysis of piles subject to lateral soil movements.” *Journal of The Institution of Engineers, Singapore*, Vol. 36, No. 2, pp. 43-49.
45. Clough, G. W. and Schmidt, B. (1981). Design and performance of excavation and tunnels in soft clay. In *Soft Clay Engineering*, Elsevier
46. Coutts, D. R. and Wang, J. (2000). Monitoring of reinforced concrete piles under horizontal and vertical loads due to tunneling. *Tunnels and Underground Structures* (eds. Zhao, Shirlaw & Krishnan), Balkema. pp. 465-473.
47. Dasari G. R., Rawlings C. G., Bolton M. D. Numerical modelling of a NATM tunnel construction in London Clay // *Geotechnical aspects of underground construction in softground*. – 1996. – C. 491-496.
48. Dyer, M.R., Hutchinson, M.T. and Evans, N. (1996). Sudden Valley Sewer: a case history. *Proc. Int. Symposium on Geotechnical Aspect of Underground Construction in Soft Ground*, London (eds. R.J.Mair and R. N. Taylor), Balkema.
49. Günther Meschke, Jelena Ninić, Janosch Stascheit and Abdullah Alsahly. *Parallelized Computational Modeling of Pile-Soil Interactions in Mechanized Tunneling*. Preprint submitted to *Engineering Structures* July 12, 2012.
50. Hegarden, H. J. A. M., van der Poel, T. J. and van der Schrier, J. S. (1996). Ground movements due to tunneling: influence on pile foundations. *Proc. Int. Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, London (eds. R. J. Mair and R. N. Taylor), Balkema, pp. 519-524

51. Huang M., Mu L. Vertical response of pile raft foundations subjected to tunneling-induced ground movements in layered soil //International journal for numerical and analytical methods in geomechanics. – 2012. – T. 36. – №. 8. – C. 977-1001.
52. Jacobsz, S. W., Standing, J. R., Mair, R. J., Soga, K., Hagiwara, T. and Sugiyama, T. (2001). The effects of tunneling near single driven piles in dry sand. Proc. of Asian Regional Conf. on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Tongji University Press, Shanghai, pp. 29-35.
53. Lake, L.M., Rankin, W.J. and Hawley, J. (1992). Prediction and effect of effects of ground movements caused by tunneling in soft ground beneath urban areas. CIRIA Project Report 30, Construction Industry Research and Information Association, London.
54. Lee C. J., “The influence of negative skin friction on piles and in pile groups,” PhD thesis, Cambridge University, England (2001).
55. Lee C. J. Numerical analysis of the interface shear transfer mechanism of a single pile to tunnelling in weathered residual soil //Computers and Geotechnics. – 2012. – T. 42. – C. 193-203.
56. Lee K. M., Rowe R. K. and Lo K. Y. (1992). Subsidence due to tunneling: Part I – Estimating the gap parameter. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 29, No. 5, pp. 929-940.
57. Lee, R. G., Turner, A. J. and Whitworth, L. J. (1994). Deformations caused by tunneling beneath a piled structure. Proc. XIII Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering., New Delhi, Vol. 2, pp.873-878.
58. Loganathan N. An innovative method for assessing tunnelling-induced risks to adjacent structures. Parsons Brinckerhoff Inc., 2011.
59. Loganathan N. and Poulos, H. G. (1998). Analytical prediction for tunneling-induced ground movements in clays. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 124, No. 9.
60. Loganathan, N., Poulos H. G., and Stewart D. P. "Centrifuge model testing of tunnelling-induced ground and pile deformations." Geotechnique 50.3 (2000): 283-294.

61. Loganathan N., Poulos H. G., and Xu K. J. "Ground and pile-group responses due to tunnelling." *Soils and Foundations* 41.1 (2001): 57-67.
62. Mair, R.J. Taylor, R.N. and Bracegirdle, A. (1993). Subsurface settlement profiles above tunnels in clay. *Geotechnique*, Vol. 43, No. 2.
63. Mirsepahi M. et al. Investigation of the Effects of Twin Tunneling on Ground Surface Settlement and Internal Forces of a Single Pile in 3D Analysis // *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. – 2021. – T. 58. – №. 1. – C. 63-70.
64. Moh, Z-C., Ju, D. H. and Hwang, R. N. (1996). Ground movements around tunnels in soft ground. *Proc. Int. Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, London (eds. R. J. Mair and R. N. Taylor), Balkema, pp. 725-730.
65. Morton, J. D. and King, K. H., (1979). Effect of tunneling on the bearing capacity of and settlement of piled foundations. *Proc. Tunneling '79*, (ed. M. J. Jones), pp. 57-58. London: IMM.
66. Mroueh, H. and Shahrour, I. (2002). Three-dimensional finite element analysis of the interaction between tunneling and pile foundations. *Int. Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics.*, Vol. 26, pp. 217-230.
67. Mukhtiar Ali Soomro, Daddan Khan Bangwar, Mohsin Ali Soomro, Manthar Ali Keerio. 3D Numerical analysis of the Effects of an Advancing Tunnel on an Existing Loaded Pile Group. *Engineering, Technology & Applied Science Research* Vol. 8, No. 1, 2018.
68. Norgrove W B, Cooper I and Attewell P B (1979). Site investigation procedures adopted for the Northumbrian water authority's Tyneside sewerage scheme, with special reference to settlement prediction when tunnelling through urban area, *Tunnelling '79*.
69. O'Reilly, M. P. and New, B. M. (1982). Settlements above tunnels in the United Kingdom – their magnitude and prediction. *Tunneling '82*, London, IMM, pp. 173-181.

70. Peck, R.B. (1969). Deep excavation and tunneling in Bangkok soils. Proc. XIVth Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, State of the Art Volume.
71. Ran Xia (2004). Tunnel pile interaction in clay. Department of Civil Engineering, National University of Singapore.
72. Rowe, R. K., Lo, K. Y. and Kack, G. J. (1983). A method of estimating surface settlement above tunnels constructed in soft ground. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 20, No. 8, pp. 11-22.
73. Sagaseta, C. (1987). Analysis of undrained soil deformation due to ground loss. Geotechnique, Vol. 37, No. 3.
74. Soga K., Laver R. G., Li Z. Long-term tunnel behaviour and ground movements after tunnelling in clayey soils //Underground Space. – 2017. – T. 2. – №. 3. – C. 149-167.
75. Sohaei H. et al. A Review on Tunnel–Pile Interaction Applied by Physical Modeling //Geotechnical and Geological Engineering. – 2020. – C. 1-22.
76. Soomro M.A., Ng C.W.W., Liu K., Memon N.A. Pile responses to side-by-side twin tunnelling in stiff clay: Effects of different tunnel depths relative to pile. Computers and Geotechnics 84, 2017.
77. Teunissen, E. A. H. and Hutteman, M. (1998). Pile and surface settlements at full scale tests North/South metro line Amsterdam. Tunnels and Metropolises (eds. Negro Jr. and Ferreira), Balkema, Rotterdam.
78. Verruijt, A. and Booker, J.R. (1996). Surface settlements due to deformation of tunnel in an elastic half plane, Geotechnique.
79. Zhang, Zhiguo, et al. "Analytical prediction for tunnel-soil-pile interaction mechanics based on Kerr foundation model." KSCE Journal of Civil Engineering 23 (2019): 2756-2771.
80. Znamenskiy V., Hegazy O., Sayed D. Behavior of single pile and pile groups in consolidating clay //IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. – IOP Publishing, 2020. – T. 883. – №. 1. – C. 012208.